

Junio 2019



ESTUDIO Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EL ENTORNO URBANO



Autor:
Candeia Moreno, Jesús Enrique

Proyecto de Fin de Grado
Grupo 8 - Junio 2019

ESTUDIO Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EL ENTORNO URBANO
El fenómeno de la planta flexible en edificación civil entre las calles Tetuán y Sierpes

Tutor:
Caro Esteban, Manuel

ESTUDIO Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO

SÍSMICO EN EL ENTORNO URBANO

El fenómeno de la planta flexible en edificación civil entre las calles Tetuán y Sierpes.

Proyecto Fin de Grado Grupo 8

Grado en Edificación



Escuela Técnica Superior de
Ingeniería de Edificación



Departamento

Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno

Realizado por:

Candea Moreno, Jesús E.

Tutor

D. Manuel Caro Esteban.

Sevilla, junio de 2019

“Sólo se ve, lo que se conoce”-EYB

RESUMEN

El siguiente documento desarrolla un trabajo académico sobre la teoría del sismo, desde su origen; parte sismológica, hasta su influencia sobre los edificios; parte ingenieril. Concretamente es analizado el comportamiento de éstos bajo la condición de planta flexible, fenómeno más habitual de lo que se cree.

Durante el texto se hace referencia a una metodología de trabajo empleando todos los medios que se tienen al alcance, para poder llegar a describir de una manera lógica y coherente el caso. Con el cuál se introduce a unos edificios reales del casco histórico de la ciudad de Sevilla, utilizando dos conocidos softwares de cálculo, cada uno con sus características propias, como son; Cypecad y Robot Structural Analysis.

Se reflejará la importancia, a efectos dinámicos, que conlleva diafanizar una planta, usualmente la baja, exponiendo los daños potenciales y la interacción con otro edificio adyacente. Aportando una serie de conclusiones y posibles soluciones al respecto.

ABSTRACT

The following text develops an academic work about the seismic theory, from its generation; seismological part, until its influence on buildings; engineering part. To be more accurate, it is analyzed the response of those with the soft-storey issue, a very typical case in the majority of structures.

Through the document, a method to reach a logical result using the tools at hand is explained. Later on, a pair of historical-centre buildings are introduced making use of two well-known softwares, each of them with their own unique characteristics; Cypecad and Robot Structural Analysis.

The importance of making a storey diaphanous to dynamics effects, usually the ground one, will be remarked showing the level of damage they can produce. Also the interaction with another building will be displayed. Finally giving solutions and conclusions to the matter.



TABLA DE CONTENIDO

0. AGRADECIMIENTOS Y MOTIVACIÓN..	9	2.3.1. EVOLUCIÓN DE LA NORMATIVA SÍSMICA EN ESPAÑA.....	57
0.1. AGRADECIMIENTOS.....	9	2.3.2. NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE 2002. ...	59
0.2. MOTIVACIÓN.....	9	2.3.3. MÉTODO DE CÁLCULO DE LA NCSE-02.....	59
1. INTRODUCCIÓN.....	13	2.4. PROCEDIMIENTOS PARA EL CÁLCULO.	62
1.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	14	2.4.1. MÉTODO MATRICIAL Y DE ELEMENTOS FINITOS.	62
1.2. OBJETIVOS.	15	2.4.2. DIFERENCIA DE MODELADO EN LOS SOFTWARES.....	63
1.3. ANTECEDENTES.	17	2.4.3. EL CORRECTO MODELADO DEL CASO PRÁCTICO.	65
1.4. ESTADO DE LA CUESTIÓN.	17	3. CASO DE ESTUDIO.	69
1.4.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.	17	3.1. CONTEXTO SOCIO-CULTURAL.....	70
1.4.2. RELATIVO A LA INGENIERÍA SÍSMICA.....	30	3.2. SEVILLA Y EL TERREMOTO DE LISBOA.	72
2. METODOLOGÍA.....	51	3.3. GEOTÉCNIA DEL CONJUNTO HISTÓRICO. .	75
2.1. JUSTIFICACIÓN DE LA ELECCIÓN.	52	3.4. CASO PRÁCTICO.....	77
2.2. RECOPIACIÓN DE LOS DATOS.	53	3.4.1. LOS EDIFICIOS (TETUÁN 7 Y SIERPES 48).....	77
2.2.1. LA LABOR DE INVESTIGACIÓN.	53	3.4.2. MODELO DE CÁLCULO DE LOS EDIFICIOS.	85
2.2.2. LIMITACIONES DEL PROYECTO.....	55	4. CONCLUSIONES.....	123
2.2.3. CONDICIONANTES NORMATIVOS CONTEXTUALES.....	56	5. LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.	125
2.3. MARCO NORMATIVO SÍSMICO.....	57	6. BIBLIOGRAFÍA.	129

0. AGRADECIMIENTOS Y MOTIVACIÓN.

0.1. AGRADECIMIENTOS.

Que este apartado se encuentre entre las primeras páginas del presente proyecto no significa que haya sido de los primeros redactados, es más ha sido de los últimos. Esto no es un hecho casual, puesto que me he querido cerciorar de que quede reconocida la labor altruista de los distintos docentes y profesionales que han aportado puntos de vistas distintos, fruto de sus experiencias propias, enriqueciendo en gran medida este documento.

En primer lugar, querría agradecer la acogida en sus numerosas tutorías al profesor Javier Fernando Jiménez Alonso, el cual aparte de transmitir sus altos conocimientos en materia sísmica me inició en el manejo del software Robot Structural Analysis.

Seguidamente dar las gracias a don Enrique Vázquez Vicente profesor de la ETSA, quien de imprevisto se encontró con un alumno "intenso" perteneciente a la escuela vecina y, sin embargo, nunca puso ningún impedimento a la hora de resolver la multitud de dudas que le planteé durante el desarrollo del trabajo.

Acto seguido me gustaría dar las gracias a un profesor ya jubilado de esta escuela, me refiero a don Emilio Yanes Bustamante, quién me indicó el camino a seguir, y promovió en mí la faceta autodidacta,

forjando un futuro técnico capaz y resolutivo.

A su vez agradecer a don Isidro Cortés Albalá por haber transmitido sus conocimientos sobre los aspectos más formales del camino de la investigación.

También mención especial a don Manuel Caro Esteban actual tutor del proyecto fin de grado el cuál ha sometido a dudas razonables a las premisas expuestas en el documento y a Víctor Jesús Compán Cardiel, profesor de la ETSA quién en algún momento también ha atendido mis inquietudes sobre la materia sísmica.

Son este tipo de profesores los que crean una mejor comunidad universitaria en pos del avance tecnológico y su repercusión en el ámbito social. Y por último a mi familia y amigos que han aguantado mis retahílas sobre los terremotos que de un modo u otro han colaborado activamente en él. Gracias a todos vosotros.

0.2. MOTIVACIÓN.

Esta investigación es fruto del convenio firmado entre la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Edificación y la escuela Politécnica de Bari (Italia), país europeo reconocido por sus numerosos terremotos (ver **Figura 1**).

La doble titulación, cuyo convenio fue necesario para optar al reconocimiento en Europa del título español, salvaguardaba las

competencias de la figura del ingeniero de edificación en el entorno europeo propuesto por el plan Bolonia.

Este acuerdo se materializaba con la inclusión de una asignatura, optativa en este caso, donde se impartiera docencia sobre construcción en áreas sísmicas. De esta forma nace la asignatura “Análisis, Diseño y Construcción en Zonas Sísmicas”.

Los profesores al cargo de ésta, propusieron a ciertos alumnos, el enfocar sus proyectos fin de grado sobre temas concretos relacionados con la ingeniería sísmica, de modo que se pudiera profundizar y enriquecer la docencia impartida en ella. Es por esto por lo que animado por don Emilio Yanes Bustamante, comienzo a estudiar el fenómeno de las irregularidades en alzado.



Figura 1. Terremoto de Italia central, Amatrice (2016).

Fuente: <https://www.avvenire.it/attualita/pagine/amatrice-come-l-aquila-risate-sul-sisma>.







1. INTRODUCCIÓN

1.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.

El paradigma actual induce a los técnicos del ámbito edificatorio a especializarse en campos específicos, mientras que en las escuelas se tiende a una generalización en la que temas fundamentales como son el sismo, son relegadas a un plano secundario.

El hecho de que éstos no se den con relativa frecuencia conduce a una relajación por parte de los técnicos, exponiendo tanto a la sociedad como a los edificios intervenidos a graves consecuencias.

A raíz de los últimos terremotos acontecidos tanto en la ciudad de L'Aquila (2009) como en Lorca (2011) lo citado queda de manifiesto y propicia una actitud más activa por parte de los distintos agentes relacionados. Es por ello por lo que se está llevando a cabo la redacción de una nueva normativa sísmica y una actualización de los mapas de peligrosidad nacional, además de una serie de tesis doctorales y proyectos fin de grado centrados en el estudio de las acciones dinámicas generadas por los terremotos en España.

En base a esto, las tesis basadas en el estudio sísmico de la ciudad de Sevilla servirán de punto de partida para el presente proyecto fin de grado. Entre las cuales se encuentra la tesis de Gentil Govantes (1983), *El riesgo sísmico de Sevilla*, la cual aporta datos sobre el terreno de Sevilla y la afección de los terremotos sobre la ciudad y sus edificios. Posteriormente, en el texto de Vázquez Vicente (2015), *Aplicaciones del*

análisis modal a la peritación de edificios civiles con estructura de fábrica, el caso de la edificación civil sevillana, se expone una metodología para analizar las patologías de construcciones situadas en el conjunto histórico sevillano a través de ensayos dinámicos y su comportamiento en "manzana".

Cabe destacar algún que otro proyecto fin de grado que se atreve a entrar en cuestiones tan complejas, como el documento *Comportamiento dinámico de la catedral de Sevilla* (Gálvez González, 2014) donde se expresa la influencia de un potencial terremoto a dicho monumento, o el análisis del *Comportamiento del TMD frente a la acción dinámica de sismo y viento en un edificio en altura: Torre Sevilla* (Cabezas Martín, 2017) en el cual se propone una solución viable de enfrentarse a las solicitaciones mencionadas en un edificio moderno. También se acude a la revisión de los textos *Sismo: Impacto entre edificios, el caso de la torre de los Remedios* (Alonso Romero, 2016) y *La Resonancia Sísmica en Estructuras de Edificación y su peligrosidad en Andalucía* (Durán González, 2015), con la intención de cotejar los datos obtenidos con los que estaban declarados en ellos.

A veces el propio desconocimiento de los técnicos a la hora de abordar problemas de rehabilitación, sumados a la pasividad de las leyes de conservación del patrimonio, y la hermeticidad de la normativa sismorresistente producen involuntariamente que edificios de características singulares vean mermadas sus características resistentes.



La intervención de los diversos profesionales en las plantas bajas de los conjuntos históricos atrae la atención de ciertas personalidades del sector o incluso alumnos. Este es el caso del proyecto fin de grado *Análisis gráfico de las transformaciones del paisaje urbano producidas por el uso de comercio en planta baja: caso de calle Sierpes y calle Tetuán, Sevilla* (Velilla Cabalín, 2017) aunque como su título indica, queda en una puntualización a efectos estéticos que no profundiza en aspectos estructurales.

Finalmente, se encuentran apartados que hacen referencia al problema que pueden ocasionar plantas bajas diáfanos en el libro *El terremoto de Lorca. Efectos en los edificios* (Álvarez Cabal, Díaz-Pavon Cuaresma, & Rodríguez Escribano, 2013).

Con todo ello, no se ha encontrado en ninguna de las búsquedas efectuadas^[1] literatura que trate el efecto que producen los vaciados de las plantas bajas de conjuntos históricos en general, y mucho menos en Sevilla.

1.2. OBJETIVOS.

El *objetivo general* del presente proyecto fin de grado:

- Concienciar sobre la problemática que conlleva una flexibilización descontrolada de edificios en sitios de riesgo sísmico moderado como es el caso de Sevilla.

En cuanto a los *objetivos específicos* se enumeran los siguientes:

- Conocer el comportamiento frente a sismo que ofrecen las dos tipologías de edificación predominantes del conjunto histórico sevillano.
- Evaluar estas disposiciones constructivas bajo los supuestos de diafanidad de plantas por la actividad comercial e identificar potenciales vulnerabilidades frente a las acciones accidentales sísmicas.
- Presentar el tipo de terreno como otro factor determinante en los problemas que puede llegar a originar un terremoto sobre un edificio cualquiera.

^[1] A parte de lo recogido en la bibliografía, se han consultado diversas bases de datos: Fama, IdUs, fondos digitales de la universidad de Sevilla, Dialnet... entre otras.

- Comprobar el efecto “grupo” que proporcionan los edificios de una manzana frente a la hipótesis sísmica generada por un terremoto de diseño y denunciarlo si resultara desfavorable.
- Trabajar con diversos métodos analíticos para dar a conocer cuál es el que mejor se adapta a un caso real de estudio de este tipo.
- Desarrollar de una metodología de investigación y análisis de los efectos sísmicos en edificios civiles del conjunto histórico.
- Finalmente aportar una solución a esta potencial patología de diseño sísmico.



Figura 2. Calle Sierpes desde plaza San Francisco.

Fuente: Elaboración propia.



1.3. ANTECEDENTES.

La preocupación del hombre por los efectos y condicionantes que propician los eventos sísmicos no es remotamente reciente. Se conservan informes de distintas civilizaciones (egipcias, japonesas, aztecas...) que relatan su forma de percibir estos fenómenos.

En el continente europeo los países con más actividad sísmica son Italia, Grecia y Turquía que casualmente, comparten una elevada riqueza patrimonial, al igual que España, aunque esta no se vea tan asediada por terremotos. Las zonas más conflictivas del país se sitúan en la cordillera Bética y la depresión del Guadalquivir, esto es, Andalucía.

Esta es una de las comunidades autónomas más ricas en lo que a patrimonio cultural se refiere y, si alguna vez ha existido interés, se han analizado a efectos sísmicos fundamentalmente edificios religiosos (Ruiz Jaramillo, 2016), dejando de lado los edificios civiles catalogados. Los diversos sismos que han sacudido a Andalucía han puesto de manifiesto, a través de los documentos recabados por los distintos archivos, la influencia de estos sobre los edificios civiles en general.

Da la sensación (errónea) de que estos edificios no constituyen un símbolo de identidad para las ciudades, resultando secundarios a la hora de ser evaluados por los especialistas, como si estas estructuras fueran imperturbables con el paso del tiempo y las sucesivas modificaciones a las que son sometidas.

1.4. ESTADO DE LA CUESTIÓN.

1.4.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

1.4.1.1. Sismología e Ingeniería Sísmica

Antes de entrar en materia, es importante remarcar la diferencia entre estos dos conceptos que suelen inducir a error, ya que, aun siendo distintos están ligados entre sí. La sismología es la rama de la geofísica que se encarga del estudio de cómo se genera, propaga y atenúa la energía sísmica, necesitando de observatorios y herramientas específicas. Mientras tanto, la ingeniería sísmica tiene como objetivo el análisis de los daños que producen los *terremotos* sobre las edificaciones para aminorar los efectos destructivos.

En el presente documento se tratan los aspectos fundamentales sobre sismología para poder tener un conocimiento básico y poder comprender mejor lo que a los ingenieros verdaderamente incumbe; la **ingeniería sísmica**.

1.4.1.2. Definición de terremoto.

La palabra **terremoto**, proviene del latín y significa movimiento del suelo o "sacudida de la Tierra". Es sinónimo de seísmo, consiste efectivamente en un movimiento intenso y breve de la tierra, producto de la liberación de la energía acumulada durante un periodo de tiempo.

1.4.1.3. Localización de los terremotos.

Éstos se originan en las **fronteras de las placas tectónicas** fruto del movimiento entre ellas. En consecuencia, la mayoría de fenómenos sísmicos ocurren en los bordes de las placas y tan solo alrededor del 10% de los terremotos ocurren alejados de las fallas (Car, López Almansa, & Oller, 2000).

*Breve Inciso:

De modo esquemático la estructura interna de la tierra, en base a sus *propiedades químicas*, está compuesta por **corteza, manto y núcleo**. El espesor medio de la corteza ronda los 40 km, y ésta no está en contacto directo con el manto, sino que existe una zona de transición entre ellas conocida como la discontinuidad de Mohorovicic. En el manto podemos diferenciar dos niveles; superior (hasta 700 km) e inferior (hasta 2900 km de profundidad). Otra transición resulta entre manto y núcleo conocida como discontinuidad de Gutenberg (ver **Figura 3**)

En el núcleo también se pueden distinguir dos zonas separadas por la discontinuidad de Lehmann; externa la cuál es fluida (hasta los 4980 km) y la interna supuestamente sólida llega a los 6370km, el radio de la Tierra (Tarbuck, Lutgens, & Tasa, 2005).

En cambio, si se establecen las divisiones atendiendo a sus características geológicas se distinguen, en orden de externo a interno: *litosfera* “esfera de piedra” compuesta por la corteza y la parte más

externa del manto (100 km de potencia) fragmentada en placas tectónicas que flotan sobre la *astenosfera*. Esta última es “plástica” y llega a alcanzar los 700 km de espesor. Por último, se encuentran la *mesosfera* (equivalente al manto inferior) y la *endosfera* (núcleo).

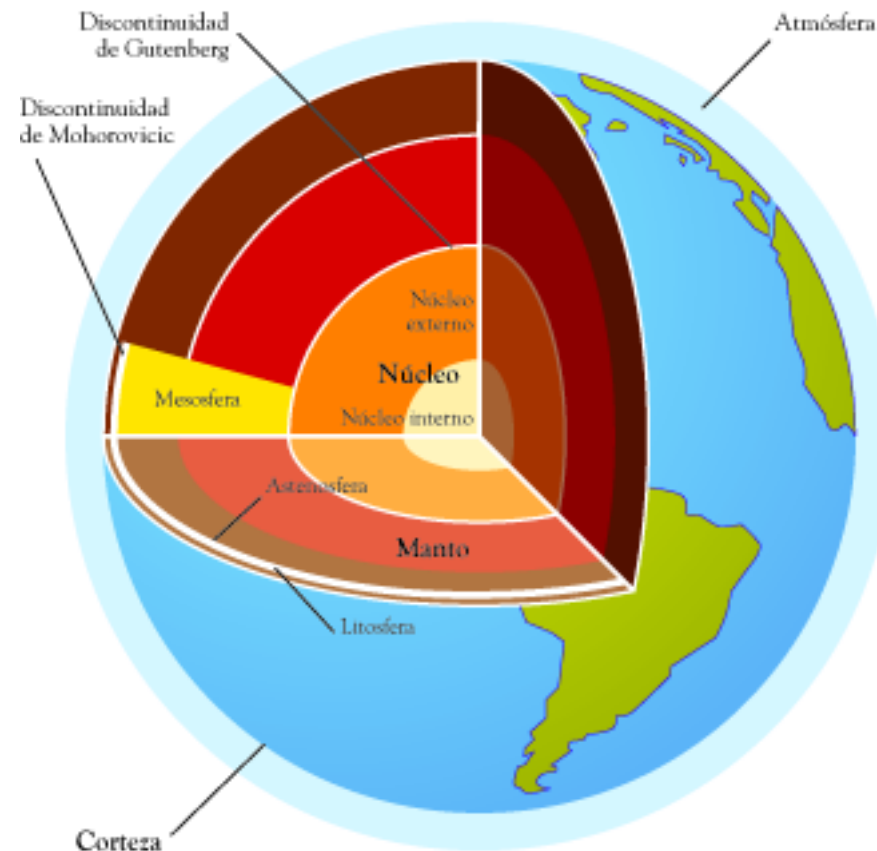


Figura 3. Estructura interna de la Tierra.

Fuente: <http://sancayetano.magnaplus.org/articulo/-/articulo/RT310/la-tierra-en-el-sistema-solar>



1.4.1.4. Configuración de las placas tectónicas.

Se entiende por placa tectónica, el **fragmento de roca** sólida que forma la **superficie de la Tierra** (litosfera), flotando sobre la roca ígnea y fundida que conforma el manto superior de la Tierra (astenosfera). Las placas se mueven debido a la gravedad y a las corrientes de convección que se dan en el manto, es decir, las diferencias de temperatura y densidad de los materiales provoca que los de mayor temperatura pesando menos asciendan, mientras que los más fríos y pesados desciendan (Tarbuck, et al., 2005).

Parece que no hay consenso sobre cuántas placas existen en total, aunque se suelen reconocer unas siete principales, diez secundarias y alrededor de cincuenta micro placas (ver **Figura 4**)

1.4.1.5. Tipos de vecindades entre placas:

- **Borde divergente (constructivo):** las placas se separan y éste vacío resultante es rellenado por material de la corteza producto del magma de las capas inferiores. El ejemplo por excelencia es la dorsal meso atlántica en la cual las placas norteamericana y euroasiática se están alejando a una velocidad de 2,5 cm por año (ver **Figura 5 a**).

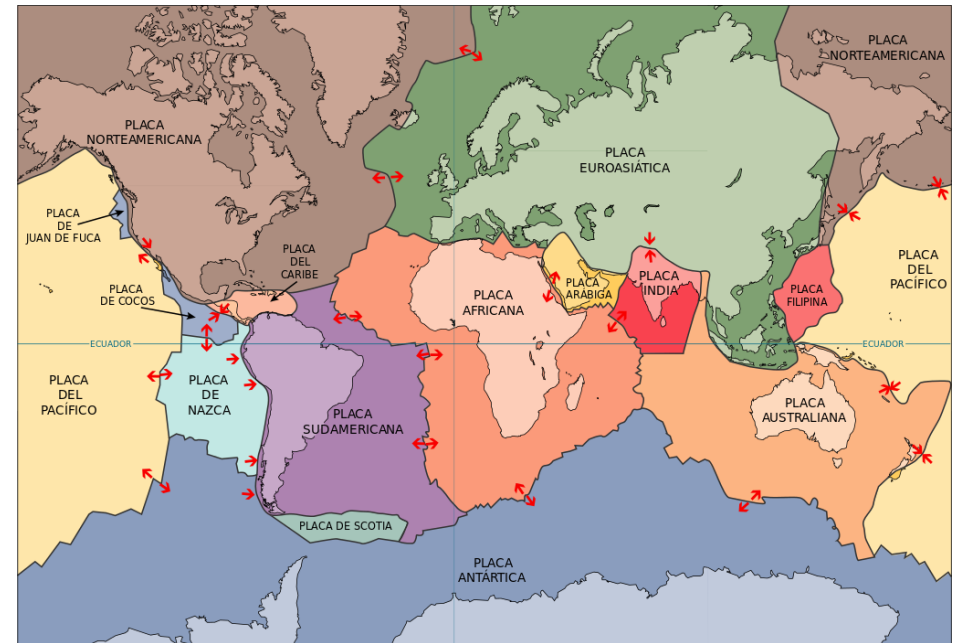


Figura 4. Principales placas tectónicas.

Fuente:

https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto#/media/File:Placas_tectonicas_mayores.svg

- **Borde convergente (destructivo):** son límites en los que una placa es destruida al chocar contra otra hundiéndose bajo ésta, formando una zona de subducción. Éstas placas acumulan tensiones en respuesta al deslizamiento entrecortado hasta el momento en el que se libera de golpe la energía almacenada la cual ocasiona los temblores. Al estar asociados fuertemente con los puntos de mayor actividad sísmica también son denominadas como “bordes activos”. La cadena del Himalaya es consecuencia de la colisión entre la placa Indo australiana y la placa Euroasiática (ver **Figura 5 b**)
- **Borde transformante:** en este tipo ni se producen ni se destruyen placas, éstas se deslizan horizontalmente una con respecto a la otra a lo largo de una falla de transformación, por eso, se les conoce a su vez como frontera cizalla. Debido a la fricción también termina liberando energía en forma de movimiento provocando terremotos. El máximo exponente en este caso sería la falla de San Andrés en California (ver **Figura 5 c**)

Existen zonas fronterizas donde se unen tres o más placas formando una combinación de los tipos de límites donde no está clara la interacción entre placas, dándose este caso entre las placas Euroasiática y africana en el Mediterráneo.

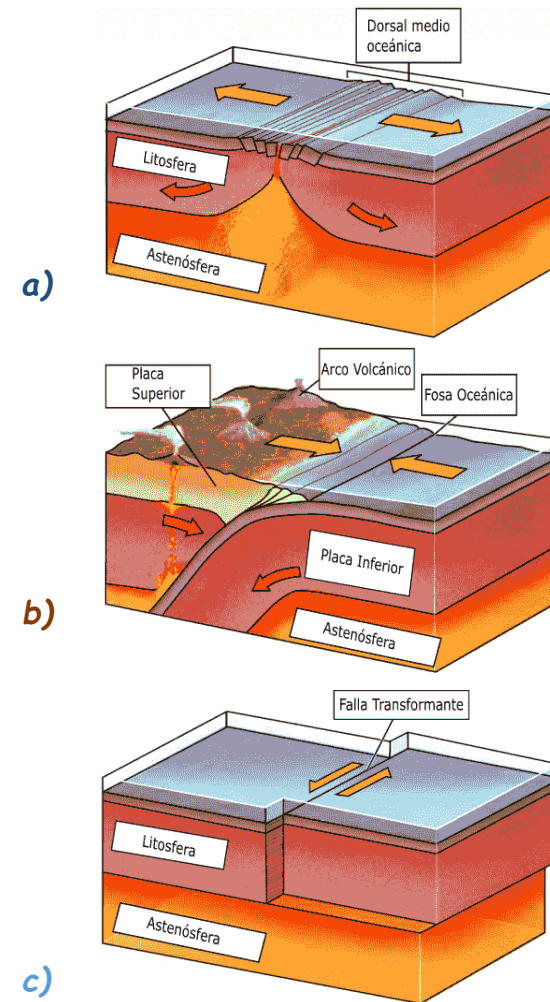


Figura 5. Esquemas de bordes entre placas.

a) Divergente b) Convergente c) Transformante.

Fuente: <https://geologiaweb.com/placas-tectonicas/>



La tectónica de placas es una **teoría** que aparece para intentar explicar la dinámica de la superficie terrestre. A principios del siglo XX es establecida a manos del geólogo alemán Alfred Wegener con su idea de la deriva continental (Wegener, 1912), a la que a partir de los sesenta varios científicos de otros campos, por ejemplo, el geofísico Harry Hess con su teoría de la expansión del fondo oceánico (el fondo marino se mueve y arrastra a los continentes), van añadiendo información sobre la estructura de los continentes, las cuencas oceánicas y el interior de la Tierra (Engel, Buddington, James, & B. F., 1962).

1.4.1.6. Epicentro e Hipocentro

El punto de la falla por el que se libera la energía almacenada por las placas se designa como **hipocentro**, el foco sísmico desde donde se propagan esféricamente las ondas sísmicas. (ver **Figura 6**) En cambio, el **epicentro** es la proyección de este foco sobre la superficie terrestre y suele ser el lugar que mayor daño sufre (Agueda Villar, Anguita Virella, Araña Saavedra, López Ruiz, & Sánchez de la Torre, 1983).

1.4.1.7. Ondas -Elásticas- Sísmicas.

Al necesitar un medio para propagarse, los terremotos son tratados en el ámbito de las ondas mecánicas y dentro de éstas se modelan como **ondas elásticas**, es decir, las partículas oscilan y transmiten las fuerzas inducidas por las placas sin que se produzca transporte de materia a través del terreno (Car et al., 2000).

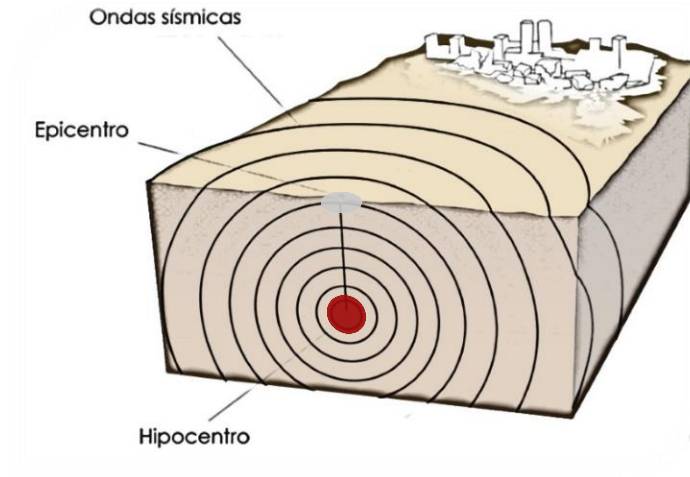


Figura 6. Diferencia entre el foco y su reflejo en superficie.

Fuente:

<https://twitter.com/sismologiach/status/796402397518106624>

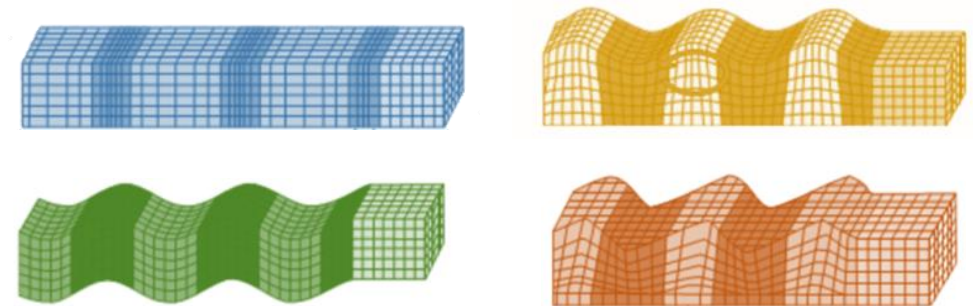


Figura 7. Tipos de ondas sísmicas.

Primarias (Azul), Secundarias (Verde), Rayleigh (Ocre) y Love (marrón).

Fuente: https://www.researchgate.net/figure/Figura-41-Efectos-mecanicos-de-las-ondas-sismicas-Ondas-de-cuerpo-a-ondas-P-y-b_fig3_301779521

Las ondas generadas por un sismo **se clasifican** como: *Ondas Internas y Ondas Superficiales* (ver **Figura 7**).

Las *ondas internas* reciben su nombre debido a que su propagación se efectúa a través de la tierra (en su profundidad). Éstas transmiten los temblores iniciales del terremoto, pero poseen poco poder de destrucción. Se dividen en:

- **Ondas Primarias “P”:** son ondas longitudinales que alternadamente comprimen y dilatan el suelo en la dirección de propagación, por eso son también llamadas de compresión. El concepto de primarias es acuñado por ser las primeras ondas que los sismógrafos de las estaciones sísmicas detectan, su velocidad típica se sitúa en torno a los 8 km/s. Este tipo de onda se puede transmitir tanto en fluidos como en sólidos.
- **Ondas Secundarias “S”:** son ondas transversales o de cizalla puesto que su desplazamiento es transversal a la dirección de propagación. Su término denota que son registradas posteriormente a las de compresión con una velocidad entre los 4 km/s. En este caso las ondas de cizalla no se transmiten a través de los fluidos.

Las *ondas superficiales*, como su nombre indica, viajan sobre la superficie terrestre. Son las responsables de las oscilaciones durante el

terremoto produciendo los daños más severos sobre las estructuras. Surgen a partir de las interferencias de numerosas ondas de cuerpo y su reflexión en superficie. La amplitud de éstas decrece según la profundidad del terremoto y tardan más en ser amortiguadas con la distancia que las ondas “esféricas”. Se distinguen:

- **Ondas Love “L”:** aparecen cuando el medio se encuentra estratificado, atravesando capas con propiedades mecánicas distintas. Se propagan con un movimiento perpendicular a la dirección de desplazamiento, tal y como si se tratara de ondas S contenidas en el plano horizontal de la superficie terrestre, su velocidad equivale al 90% de éstas. Su designación es en honor al matemático y geofísico Augustus E. Hough Love, quien las predijo en 1911.
- **Ondas Rayleigh “R”:** producen un movimiento elíptico retrógrado en su plano de propagación. Fueron descubiertas por John Strutt (conocido como Lord Rayleigh) en 1885. Su velocidad de propagación es aproximadamente un 90% de la velocidad de las ondas S. Pueden asemejarse a las ondas producidas al arrojar una piedra sobre un estanque de agua.



1.4.1.8. Efectos de los terremotos.

Como se ha ido observando, los terremotos se desarrollan en el sistema litosfera-astenosfera que según a la profundidad a la que se produzcan se pueden clasificar como superficiales (0-70 km), intermedios (70-300 km) y profundos (300-700 km).

Los **terremotos superficiales** representan el 75% del total y como cabe esperar son los más dañinos. Los principales efectos que provocan son las deformaciones o rupturas en el terreno, las cuales dañan a las edificaciones. Las personas que han vivido seísmos describen la sensación como fuerzas parecidas a **aceleraciones** y frenazos bruscos, que en función del tamaño de éstos causan desde oscilaciones de lámparas hasta colapso de estructuras completas. Los daños en los edificios no dependen exclusivamente del evento sísmico, sino que también están supeditados a la **distancia epicentral** (se atenúa proporcionalmente con ésta) y de las **condiciones de contorno, geológicas y geomorfológicas** del edificio (Car, et al., 2000).

1.4.1.9. Medidas de un terremoto.

El tamaño de un seísmo puede ser caracterizado de diversas formas. A lo largo de la historia y conforme se ha ido evolucionando en la instrumentación en lo que respecta al monitoreo de éstos, la humanidad ha ido afinando y elucubrando formas para, de alguna manera, poder “enfrentarse” a ellos.

Desde los procedimientos más rudimentarios y obvios hasta los métodos matemáticos más rigurosos, la técnica está en constante progreso.

La forma más arcaica de poder tener una noción sobre el tamaño de un terremoto era estableciendo el concepto de **intensidad**. Al surgir en una época pre instrumental y no basarse en registros sismográficos, éste método radica principalmente en realizar encuestas post evento sísmico a la población del área epicentral o macro sísmica (0-100 km en sismos moderados y 0-1000km para sismos destructivos), sobre la sensación percibida por las personas, los desperfectos ocasionados sobre las edificaciones y el entorno rural. Al ser bastante subjetivo, las intensidades pueden variar para un mismo terremoto en diferentes sitios, por lo que se analiza de forma estadística toda la información recopilada y se le otorga un valor en la escala de intensidad usada. Por último, y para terremotos concretos, se representan las líneas de isointensidades (curvas que delimitan zonas de igual intensidad) en *mapas de isosistas*.

Basándose en una escala posterior, Giuseppe Mercalli en 1902 propone una escala de diez grados, la cual es refinada a lo largo del tiempo, llegando a la actualidad como la escala de Mercalli modificada (MM). Ésta consta de doce grados, en los que los puestos más bajos están relacionados a la forma en la que las personas sienten la sacudida mientras que los más altos se asocian con el daño estructural

atestiguado (ver **Tabla 1**). Existen multitud de escalas según en qué situación geográfica se emplee; JMA en Japón, MSK-64, EMS98 en Europa...

Con la llegada de los sismógrafos y otros instrumentos de medición, se introduce el concepto de **magnitud** (Richter, 1935). Este mide/cuantifica la energía liberada por las fallas, es decir, es una herramienta objetiva, y es ahí donde radica la principal diferencia con la intensidad y es que la magnitud del sismo en su epicentro, sea desde el lugar que sea calculada, siempre dará el mismo valor. Es una escala (logarítmica) que, en principio, comprendía valores de 0 a 9. Puesto que los valores extremos se saturaban y no daban un registro correcto, se decidió reservar la escala para magnitudes comprendidas entre 2 y 6,9^[2] (ver **Tabla 2**).. El sismógrafo utilizado por Richter estaba calibrado para que un sismo de magnitud 3 a 100 km registrara una amplitud de 1 mm correspondiéndose a un movimiento del suelo en torno a las 0,4 micras. Más tarde, se fueron agregando correcciones para poder hallar los valores a partir de ondas internas y superficiales a la par que se tenían en cuenta las características propias del lugar.

Tabla 1. Escala de Mercalli Modificada.

Fuente: Elaboración propia. Basada en:

<https://earthquake.usgs.gov/learn/topics/mercalli.php>

ESCALA DE MERCALLI	Percepción del temblor/ Potencial de daño
Grado I <i>Muy Débil</i>	Sacudida Imperceptible .
Grado II <i>Débil</i>	Perceptible en pisos superiores.
Grado III <i>Leve</i>	Sacudida sentida en interiores .
Grado IV <i>Moderado</i>	Perceptible en el exterior.
Grado V <i>Poco fuerte</i>	Sacudida sentida en el exterior .
Grado VI <i>Fuerte</i>	Desprendimiento de objetos inestables.
Grado VII <i>Muy fuerte</i>	Estructuras mal concebidas dañadas.
Grado VIII <i>Destruyivo</i>	Estructuras ordinarias dañadas.
Grado IX <i>Muy destruyivo</i>	Estructuras especiales dañadas .
Grado X <i>Desastroso</i>	Rios invaden sus márgenes.
Grado XI <i>Muy desastroso</i>	Anchas grietas en el terreno.
Grado XII <i>Catastrófico</i>	Perturbación de cotas de nivel.

Tabla 2. Escala original de Richter.

Fuente: Elaboración propia. Basada en:

<https://www.britannica.com/science/Richter-scale>.

ESCALA DE RICHTER	Efectos del sismo
< 2 <i>Muy débil</i>	Ninguno
2,0-2,9 <i>Débil</i>	Ninguno
3,0-3,9 <i>Poco fuerte</i>	Daños prácticamente nulos
4,0-4,9 <i>Fuerte</i>	Daños someros y desprendimientos
5,0-5,9 <i>Muy fuerte</i>	Daños serios en estructuras mal concebidas
6,0-6,9 <i>Destruyivo</i>	Daños graves en áreas pobladas

^[2] Por tener una idea aproximada, la vibración de un terremoto de magnitud 6 es diez veces mayor a uno de 5 y la energía liberada es del orden de 30 veces superior.



Conociéndose las limitaciones de la escala anterior, la cual describía terremotos de intensidad claramente diferente con magnitudes similares, surge el concepto de **momento sísmico**. Éste mide la cantidad de energía del terremoto, que al liberarse se transforma en deformación de rocas, calor y energía sísmica irradiada (la energía leída por los sismógrafos). Relaciona las dimensiones de la ruptura de la falla y su desplazamiento con las constantes elásticas del medio.

Años después se consigue relacionar la magnitud con el momento sísmico dando lugar a la escala de **magnitud de momento** (Hanks & Kanamori, 1979). La principal ventaja es que, al ser logarítmica como su antecesora, coincide con los valores bajos y los continúa sin saturarse, pudiéndola comparar con otras escalas sísmicas tradicionales (ver **Tabla 3**).

Durante la mitad del siglo XX, con la disposición de acelerómetros en distintos puntos de las regiones, aparece la idea de **aceleración sísmica**. Consiste en la lectura directa de la aceleración que sufre la superficie del terreno a causa del terremoto, representándose en acelerogramas (ver **Figura 8**). No es una medida de magnitud ni de intensidad, aunque es fácil relacionarla con esta última. Al ser una aceleración se suele expresar acompañada de g ($9,8 \text{ m/s}^2$) y tiene tanto componente horizontal (mayoría de daños) como vertical. Es fundamental en el desarrollo de las normativas sismorresistentes, precisamente, para establecer sus mapas de peligrosidad sísmica.

Tabla 3. Escala de Magnitud de Momento.

Fuente: Elaboración propia. Basada en:

<http://estructurando.net/2015/09/14/que-relacion-existen-entre-la-aceleracion-de-calculo-del-sismo-y-la-escala-sismologica-de-richter-y-la-de-mercalli/>

E. MAGNITUD DE MOMENTO	Efectos del sismo
7,0-7,9 Muy destructivo	Daños muy graves en extensión
8,0-8,9 Desastroso	Devastación en cientos de km
9,0-9,9 Muy desastroso	Devastación en miles de km
>10,0 Catastrófico	Nunca ha sido evidenciado

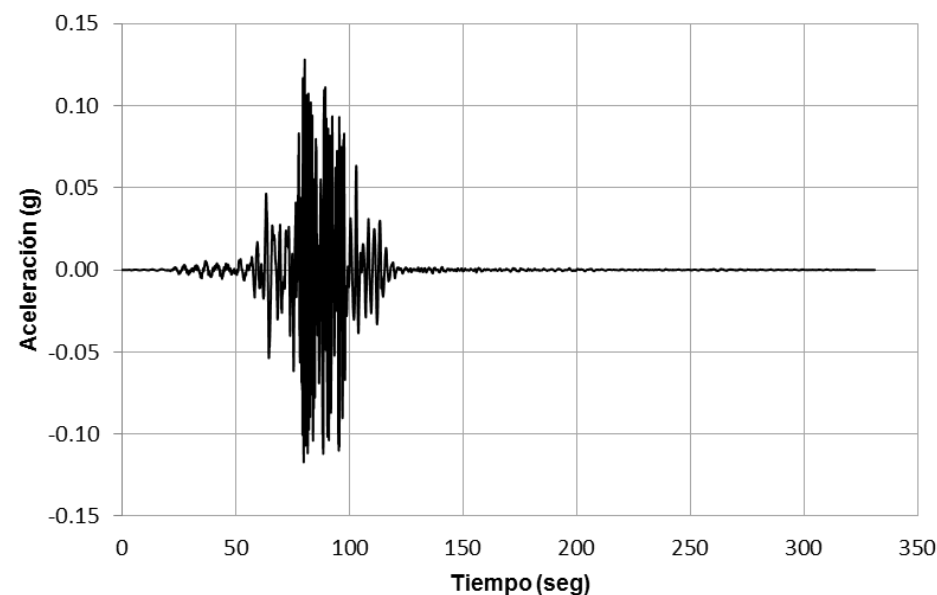


Figura 8. Acelerograma.

Fuente: https://www.researchgate.net/figure/Figura-7-Acelerograma-sintetico-de-la-Envolvente-Con-estos-acelerogramas-sinteticos-se_fig2_280567529

1.4.1.10. Peligrosidad sísmica, vulnerabilidad y riesgo sísmico.

La **peligrosidad o amenaza sísmica**, es la probabilidad de que, en una zona concreta dentro de un intervalo de tiempo, acontezca un terremoto de cierto tamaño con el que se alcance o exceda un valor del suelo determinado (UNESCO, 1980).

Para poder aplicar la acción sísmica en el cálculo de las estructuras se lleva a cabo una *evaluación de la peligrosidad sísmica*. Ésta se realiza mediante el estudio exhaustivo de la sismicidad de la zona, cotejando dicha información con la teoría tectónica actual, siendo Carl Allin Cornell en 1968, quien determina las primeras funciones de probabilidad de excedencia. Se debe resaltar que determinar la acción sísmica adolece de una incertidumbre muy alta puesto que, los fenómenos tectónicos (actividad de las fallas) se rigen por tiempo geológico, es decir, por millones de años mientras que los datos recabados por la instrumentación son de hace unas décadas. A la problemática anterior se suma la escasa información histórica, de apenas hace unos miles de años contenida en los catálogos sísmicos.

En un primer momento para poder afrontar el caso, se determinaban los mayores sismos históricos de cada falla y se trabajaba con ellos suponiendo que el mayor movimiento en el lugar de estudio representaba la peligrosidad. En la actualidad, como en la mayoría de casos las regiones no disponen de registros de aceleración suficientes, se establecen correlaciones entre las intensidades y las aceleraciones

máximas promedio del suelo delimitando ámbitos de peligrosidad constante a partir de terremotos con particularidades análogas, de este modo surge el concepto de **aceleración sísmica básica**. Los valores entre 0.05g y 0.35g distinguen zonas de sismicidad moderada, y a partir de esa cifra se puede considerar alta.

Éstas aceleraciones esperadas quedan recogidas en los mapas de peligrosidad sísmica y suelen ir asociados a períodos de retorno (ver

.Figura 9)

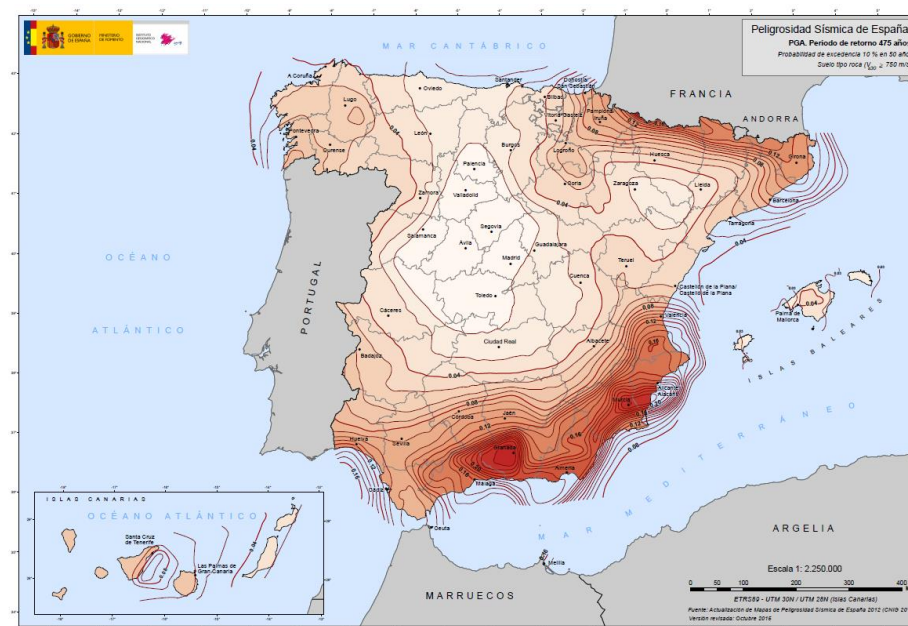


Figura 9. Mapa de peligrosidad sísmica España (2015).

Fuente:

<http://www.ign.es/web/mapas-sismicidad>



***Breve Inciso:**

Un término que suele inducir a confusión es el periodo de retorno. Este se define como el *tiempo medio* de recurrencia entre sucesos independientes que superan cierto valor establecido. Aplicándolo a nuestro caso, permite conocer la probabilidad de que ocurra un evento sísmico en un año cualquiera, por ejemplo, de intensidad VII o mayor cada 500 años, y se expresaría como 1/500.

O lo que es igual, la **inversa** del periodo de retorno es la **probabilidad anual de excedencia** del evento también conocida como peligrosidad sísmica.

Para tener en cuenta como se acumula la probabilidad de ocurrencia conforme pasa el tiempo, se recurre al producto de las probabilidades de los años consecutivos en los que no se ha superado el evento. Si la probabilidad de superación es del 0,2% entonces la de no excedencia corresponderá al 99,8%. Lo que significa que la probabilidad de que no acontezca un terremoto de intensidad VII o superior será para cincuenta, cien y quinientos años de un 90%, 82% y 37% respectivamente correspondiéndoles por ende una probabilidad de que sí suceda de 10%, 18% y 63%. Se puede observar como no se trata de un tiempo físico de recurrencia, es decir, un terremoto histórico importante podría ocurrir o no en el intervalo de tiempo determinado, aumentando la probabilidad conforme pasa el tiempo.

La naturaleza al no ser una ciencia exacta ocasiona que sólo se pueda recurrir al manejo de probabilidades, a mayor recopilación de datos más grado de finura se tendrá en los cálculos. En definitiva, las normativas al estar en constante actualización causan que los ingenieros asuman responsabilidades bajo altas incertidumbres probabilísticas (Rojas, 2014).

Retomando la idea de peligrosidad sísmica, se puede intuir que los técnicos no tienen influencia directa sobre éste parámetro quedando relegados a meros espectadores. Por otra parte, hay un término con el que pueden interactuar; la *vulnerabilidad*.

Se define la **vulnerabilidad sísmica** como la predisposición a sufrir daños de los edificios frente a la acción de un terremoto, simplemente por el hecho de encontrarse expuestos a esa amenaza (Car, et al., 2000). La vulnerabilidad física depende únicamente de las características de la/s estructura/s y su análisis pondrá de manifiesto cuanto son capaces de aguantar las sacudidas, por exponer un caso, las viviendas de adobe son más vulnerables que las de hormigón armado (tienen un daño vinculado).

Resulta una variable fundamental en la elaboración de la normativa sismorresistente, puesto que, reduciéndola se puede intervenir en el valor del *riesgo sísmico*.

El **riesgo sísmico** surge a consecuencia de numerosos estudios (Whitman, 1973; Benedetti & Petrini, 1984) determinándose finalmente como la confluencia de la peligrosidad (emplazamiento) y la vulnerabilidad (tipología constructiva) sísmica, con que se trata del nivel de pérdidas que se pueden llegar a ocasionar debido a la acción del seísmo. Del mismo modo que los anteriores términos, éste se puede representar en mapas, los cuales son cruciales en la elaboración de planes de emergencia.

$$\text{Riesgo Sísmico} \sim \text{Peligrosidad} \times \text{Vulnerabilidad}$$

Está directamente relacionado con la densidad de población, esto significa que puede existir cierta región con una alta peligrosidad sísmica pero que, al encontrarse prácticamente deshabitada, tenga un bajo riesgo asociado y viceversa, que exista otra zona con una peligrosidad moderada y, sin embargo, conlleve un alto riesgo sísmico consecuencia de la masificación urbana. Lo cual también hace partícipe de esta idea, la capacidad de respuesta socioeconómica que posea el asentamiento humano... traducido al panorama actual; mayor riesgo en tiempos de crisis (Car, et al., 2000). Esta idea se origina a raíz de la necesidad de dar precios a los seguros frente a sismo, basándose en el coste de reparación del daño estructural (Freeman, 1932). Hoy en día, gracias a los estudios de riesgo, se puede obtener una correspondencia

entre los daños sufridos por los edificios y las pérdidas económicas.

1.4.1.11. Catástrofes sísmicas a nivel mundial.

A lo largo de la historia, el ser humano ha sido testigo de multitud de crisis sísmicas^[3], anecdóticamente los más representativos pueden ser:

Localizado en **Shaanxi** (China) año 1556 magnitud estimada 8 catalogado como el terremoto más mortífero del que se tiene constancia 830.000 víctimas afectando a más de 97 ciudades, duró aproximadamente 4 minutos se desconoce su profundidad.

Perú (terremoto de **Arica**) año 1868 se relaciona con una magnitud 9 causó la muerte de 700 personas, provocó olas de hasta 18 metros de altura, alrededor del 80% de las ciudades afectadas quedaron totalmente destruidas, se propagó entre 4 y 5 minutos, originado en el fondo marino.

Kamchatka (Rusia) año 1952, magnitud registrada 9, provocaron olas gigantes que afectaron a Hawái, Japón, Alaska, Chile y Nueva Zelanda, con un recuento de unas 2370 muertes. Su duración fue de 5 a 10 minutos se localizó a unos 30 km de profundidad.

^[3] Aquellos eventos sísmicos que conllevan sismos precursores, principales y réplicas.



Valdivia (Chile) año 1960, magnitud alcanzada 9.5 es el seísmo más potente del que se tiene noción, percibido por todo el sur de Chile con una duración 8 minutos a una profundidad de 35 km causó la muerte de 1700 personas y arrasó los hogares de 2 millones.

Alaska (EE UU) año 1964 de magnitud 9.2 tan solo produjo 15 muertos, pero propició olas de 67 metros de altura que causaron otras 105 bajas, es el sismo más poderoso registrado en Norteamérica. También originó corrimientos de ladera importantes durando 4,5 minutos a una profundidad de 23 km marcó una aceleración de 0.18g.

Sumatra-Andamán (Indonesia) año 2004, magnitud 9.1 afectó a 14 países al sur de Asia y África generando olas gigantes que acabaron con la vida de más de 230.000 personas, ha sido el movimiento telúrico más largo presenciado entre 8 y 10 minutos a una profundidad de unos 20 km.

Costa de **Honshu** (Japón) año 2011, magnitud 9 el mayor sufrido por la isla con 6 minutos de duración a 32 km de profundidad alcanzó una aceleración de 2.99g generando olas de 40 metros de altura, afectó a plantas nucleares y desencadenó catástrofes que se cobraron la vida de 16.000 personas.

Como se puede observar, reducir a cero el riesgo es totalmente imposible e intentarlo ya incurre en una barbaridad técnica, puesto que ni las centrales nucleares se dimensionan para soportar magnitudes

mayores a 8 con la devastación que conlleva el fallo de éstas (García-Monge, 2011). Esta condición obliga a las autoridades a realizar evaluaciones del riesgo con el fin de establecer un límite admisible. Por regla general no existen leyes específicas que cuantifiquen este “riesgo aceptable”, la manera de operar con este factor es estableciendo una relación entre la seguridad, el coste y el beneficio.

*Los **coeficientes de seguridad** cubren cierto margen de incertidumbre, expresando que grado de protección está dispuesta a pagar la sociedad.*

En regiones muy propensas a padecer terremotos moderados, cualquier incremento en seguridad se verá equilibrado con una menor inversión en reparaciones a posteriori, mientras que en otras áreas en las que no son tan recurrentes, la justificación del aumento recaerá estrictamente sobre la protección de vidas humanas (Romea, 2017). Esta filosofía viene recogida de manera implícita en las normativas.

1.4.1.12. Evolución de las normativas.

Según se han ido presenciando crisis sísmicas, los técnicos han ido elucubrando métodos más precisos de combatir estas catástrofes.

Entre el siglo XIX y principios del XX surgieron las primeras reglas que establecían límites para la altura, el peso de los edificios y las distancias que debían de tener entre ellos. Con el paso del tiempo, se empezaron a entender las fuerzas sísmicas como fuerzas proporcionales a un

porcentaje del peso propio y las cargas variables, que se distribuían sobre la altura del edificio buscando imitar el comportamiento real que inducía el terremoto.

Normalmente se quedaban cortas, sin embargo, si el único parámetro empleado era la aceleración máxima del terreno, se obtenían resultados altamente sobredimensionados, ya que, se había observado en multitud de ocasiones que valores altos de aceleración no se traducían siempre en daños tan graves. Al comprobar que estos procedimientos no reflejaban la realidad, sobre la década de los sesenta-setenta comienzan a aparecer estudios referidos a dinámica estructural (Clough & Penzien, 1975) y de cómo afectaban la estratificación del suelo a los edificios. Aunque el verdadero progreso llega gracias al desarrollo de los primeros softwares de cálculo estático y dinámico.

A día de hoy se asume que los edificios deban sufrir ciertos daños “controlados”, es decir, aplicando el principio de liberar energía a través de deformaciones, se consiguen disminuir las fuerzas sísmicas.

Las distintas normas desarrollan las prescripciones de forma que los técnicos puedan diseñar las estructuras aplicando criterios económicos estando del lado de una seguridad lógica, ya que las *estructuras se diseñan para que no colapsen durante un terremoto, no para que no sufran daños* (Car et al., 2000).

1.4.2. RELATIVO A LA INGENIERÍA SÍSMICA.

1.4.2.1. Fundamentos de dinámica estructural.

Para poder abordar un problema tan complejo, como el que presenta un edificio en movimiento, de forma simplificada se modeliza la estructura del edificio como un *péndulo invertido*.

En este se concentra la *masa* en el extremo de una barra de cierta *rigidez* y un *amortiguamiento* intrínseco a los materiales empleados. Si el edificio tiene varias plantas así se desarrollarán péndulos uno sobre el anterior de forma que, cuando intervenga el terremoto, se generen fuerzas en función del peso de cada planta. Por esto, la estructura tenderá a desplazarse de una manera concreta según sea su propia frecuencia y la del terremoto.

El movimiento general del edificio se puede descomponer en *oscilaciones* más simples, cada una con su periodo y su deformada, que son independientes del terremoto. El periodo más importante es aquel que mayor masa del edificio moviliza, normalmente asociado al *modo* más propenso y fácil de oscilación que posee este (Álvarez Cabal et al, 2013).

Todo se traduce en que una misma acción sobre sistemas con frecuencias distintas proporcionarán distintas respuestas, de tal forma que, si se considerara representar el conjunto de todas las respuestas (máximas), se originaría un *espectro de respuestas* (ver **Figura 10**).



Claro está que un solo registro como puede ser un acelerograma perteneciente a un sismo específico no podrá ser representativo, ya que, cada terremoto tiene sus peculiaridades. En base a lo anterior suele ser preceptivo el empleo de varios para conseguir sacar una conclusión.

La difícil adquisición y/o generación de los anteriores promueve que las normativas definan *espectros de diseño*, los cuales no son más que espectros suavizados, que envuelven a los originados por los registros en intensidades de otros terremotos de la zona.

A rasgos generales, el espectro normativo asigna mayores aceleraciones para los edificios más rígidos (menor periodo) y menores para los más flexibles (menor frecuencia), reservando una meseta central de máxima aceleración para aquellas estructuras cuyas frecuencias coincidan con la del terreno. Esta última situación es por la cual se desarrollan los efectos más perniciosos sobre la edificación, implicando los mayores esfuerzos al moverse como el terreno, y es por ello conocido como fenómeno de *resonancia* (Durán González, 2015).

Estos espectros normalizados con carácter más global se pueden particularizar para un emplazamiento determinado considerando los efectos del terreno, generando unas fuerzas sísmicas esperables más realistas.

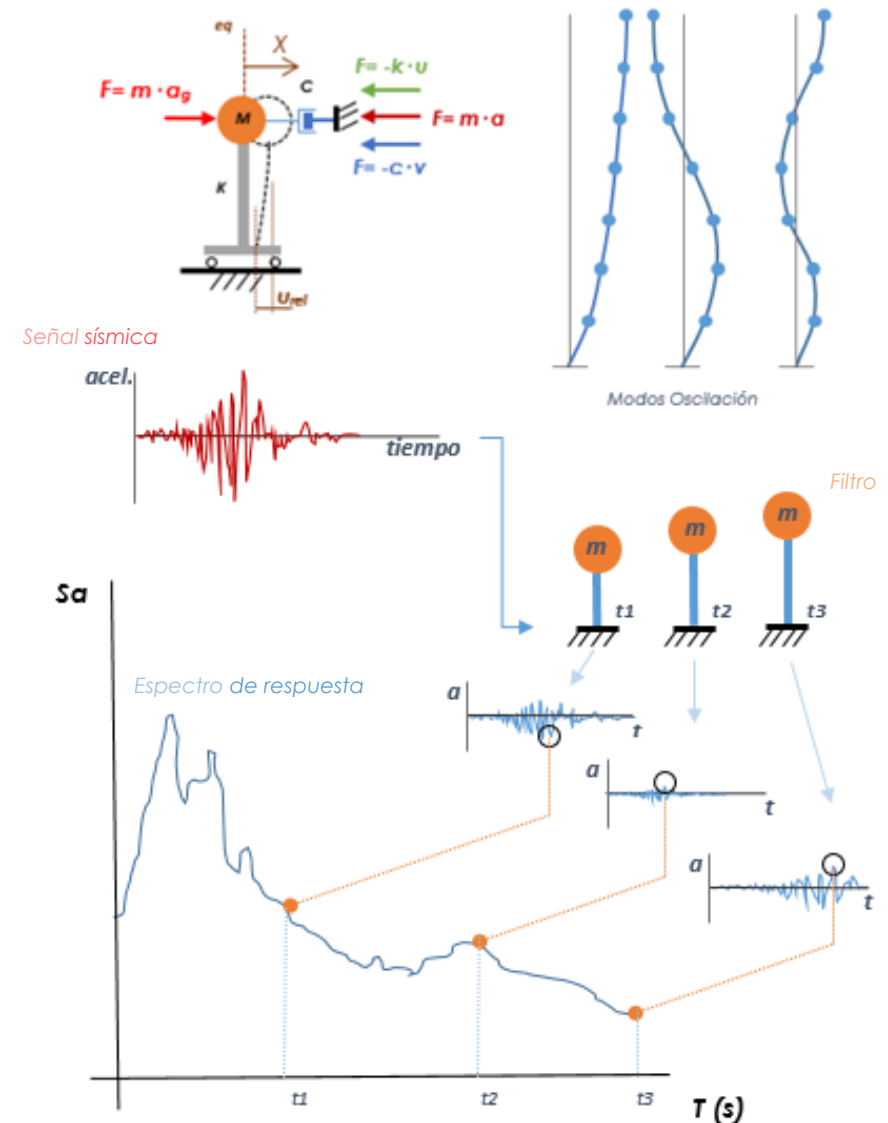


Figura 10. Esquema general para obtener un espectro de respuesta.

Fuente: Elaboración propia.

1.4.2.2. Influencia del terreno en la respuesta estructural.

Se ha advertido previamente que todo elemento tiene frecuencia propia y el terreno no iba a ser menos. De todas las ondas de distintas frecuencias que genera un terremoto, el propio terreno actúa de filtro de éstas a través de los distintos estratos, reflejando aquellas que más se alejen de su periodo fundamental.

Los terrenos de peor calidad (blandos), al igual que a efectos estáticos, dinámicamente suponen un problema adicional y es que *amplifican la onda sísmica* (ver **Figura 11**).

Este fenómeno es consecuencia del principio de conservación de la energía. Cuando una onda llega a un estrato de menor densidad, se “frena” parcialmente teniendo que aumentar su amplitud ya que, la energía debe ser la misma. Por tanto, la aceleración experimentada por las edificaciones es mayor (Durán González, 2015).

Lo anterior puede ser considerado hasta cierto punto por las normas de diseño sísmico a partir de un coeficiente específico logrando una mejor caracterización de los efectos locales de la acción sísmica. Por contra, ciertos efectos locales no son contemplados por muchas otras... como, por ejemplo; la influencia de la orografía de la región.

La principal regla a tener en cuenta, ya que actuar sobre el terreno de cimentación suele ser un procedimiento realmente caro, consiste en diseñar **estructuras rígidas** sobre **suelo blando** y viceversa (ver **Figura 12**).

Las frecuencias propias tanto de los edificios como la del terreno (y sismo) quedarán bastante diferenciadas evitando de esa forma que la estructura pueda entrar en resonancia sufriendo los mayores daños (García Jarque, 2017).

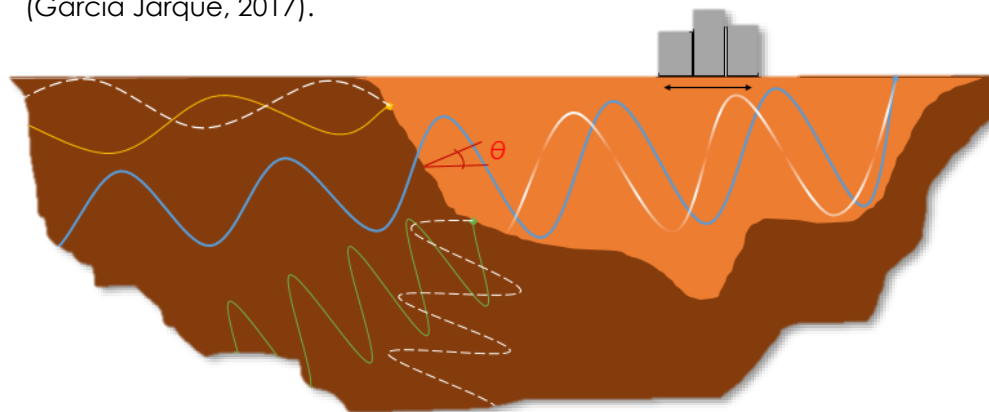


Figura 11. Amplificación y reflejo de ondas sísmicas.

Fuente: Elaboración propia.

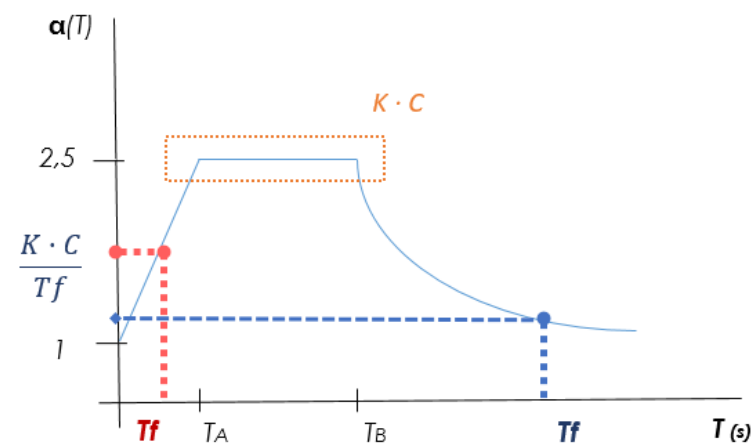


Figura 12. Situación ideal de los edificios respecto el terreno.

Fuente: Elaboración propia.



1.4.2.3. Irregularidad en planta y alzado.

Habiendo visto cómo se opera desde el punto de vista sismorresistente, su fundamento de cálculo, toca centrarse en los aspectos de diseño recogidos en las normativas.

Al ser criterios constructivos, pasan más desapercibidos puesto que depende en gran medida de los conocimientos de los profesionales involucrados en la concepción del edificio, que lamentablemente, por no seguir las recomendaciones (aunque escuetas eso sí) son las razones por las que en multitud de ocasiones los edificios llegan al colapso (Car et al., 2000).

Dentro de los diversos tipos de problemas de configuración arquitectónica que podemos encontrar hoy en día, el actual proyecto se centrará en dos fundamentalmente; las irregularidades estructurales de masas y de rigideces en alzado. Dejándose para otros trabajos el resto de problemas arquitectónicos relacionados con el sismo.

El primero, **irregularidad de masas**, ocurre cuando se dan altas concentraciones de la masa total del edificio en alguna de sus plantas, normalmente debidas a la disposición en ellas de elementos pesados, como pueden ser equipos de instalaciones, depósitos, bodegas, archivos, etc. Los edificios **oscilan** porque tienen **masa** entonces un exceso de masa puede provocar, a misma rigidez, un incremento de las fuerzas de inercia aumentando así las deformaciones entre los niveles.

El problema se acrecienta conforme el nivel pesado se sitúa a mayor altura, ya que las aceleraciones de respuesta aumentan a medida que se asciende y, por ende, también lo hace la fuerza sísmica de respuesta y la posibilidad de vuelco (ver **Figura 13**). Desde la perspectiva del rango inelástico, las concentraciones de masa en una planta propician una mayor absorción de energía en ella que en el resto de las plantas, lo cual tiene como consecuencia que sólo una parte de la estructura es responsable de una gran porción de la energía inelástica, dando como resultado un sector muy susceptible a sufrir cuantiosos daños.

La norma Uniform Building Code (International Conference of Building Officials, 1988) define por primera vez esta irregularidad de configuración vertical y la considera cuando la masa efectiva (cargas permanentes y variables) de una planta es superior al 150% de la masa efectiva de una planta adyacente, excepto en azoteas y sótanos. Ciertos autores lo consideran cuando es superior al 200% (Ambrose & Vergun, 1999).

En cambio, la norma sismorresistente española NCSE-02 establece que para aceleraciones de cálculo 0,12g o superiores, con el fin de evitar concentraciones excesivas de tensiones, la masa total de una planta no debe exceder en más del 15% la masa de las plantas contiguas, ni en más del 50% la masa media de todas ellas. Añade además que en aquella que se deba soportar cargas que excedan en

un 25% a la carga general media, éstas deben situarse en el centro de la planta. Con esta apreciación se puede observar como la normativa española es más restrictiva, siendo ambas normas referidas a edificios de nueva planta.

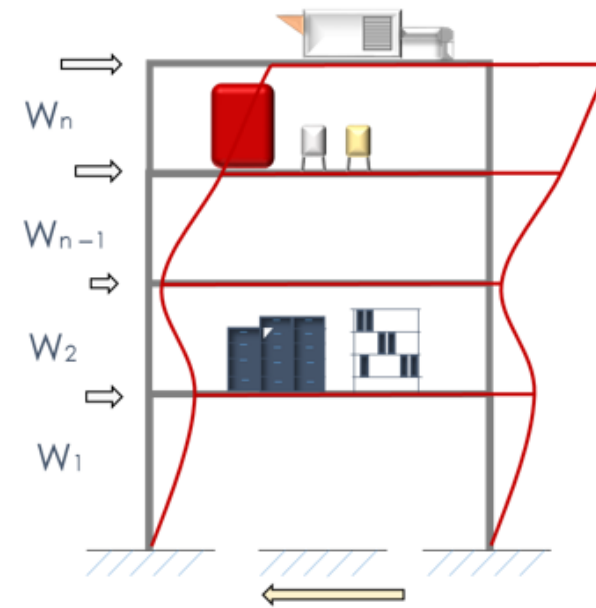


Figura 13. Disposición de masas irregular en alzado.

En el diseño de edificios se deben evitar las grandes diferencias de masas entre plantas

Fuente: Elaboración propia.



Una forma de evitar este problema es disponer los espacios que alberguen pesos inusuales en sótanos o en construcciones aisladas aledañas al cuerpo principal del edificio, por ejemplo, en el caso de grandes depósitos de agua los cuales es preferible situarlos en torres independientes en lugar de adosarlas a la estructura teniendo que realizar un análisis del comportamiento de la concentración de masa sobre la disipación de energía (ver **Figura 14**).

El segundo caso típico es debido a la **irregularidad de rigideces** (y resistencia) en alzado, al ser un poco más complejo que el anterior descrito, hay que aclarar y diferenciar ciertos conceptos básicos pero fundamentales, como lo son la resistencia y la rigidez.

Se entiende por *resistencia* la capacidad de una estructura de soportar cargas hasta el instante justo antes de colapsar obviando desplazamientos, dicho con otras palabras, es la oposición a la fuerza y depende de las propiedades mecánicas de los materiales (resistencia a compresión, a cortante, a flexión...) constitutivos del elemento y del tamaño de la sección. Un cuerpo no resistente se denominará débil.

La *rigidez*, sin embargo, es la propiedad de una estructura de oponerse a las deformaciones o de soportar tensiones sin adquirir desplazamientos excesivos. Esta depende proporcionalmente del

módulo de elasticidad longitudinal (E) y de la inercia (I)^[4], y es inversamente proporcional a la longitud (L). Para barras se habla así de rigidez axial, flexional, torsional y frente a esfuerzos cortantes. La falta de rigidez propicia una estructura flexible (Cabrera, 2011).

$$K = \frac{E \times I}{L}$$

La variación súbita, en los niveles de la estructura, de alguno de estos conceptos deriva en dos problemas conocidos como el fenómeno de la *planta débil* y el de la *planta flexible* respectivamente.

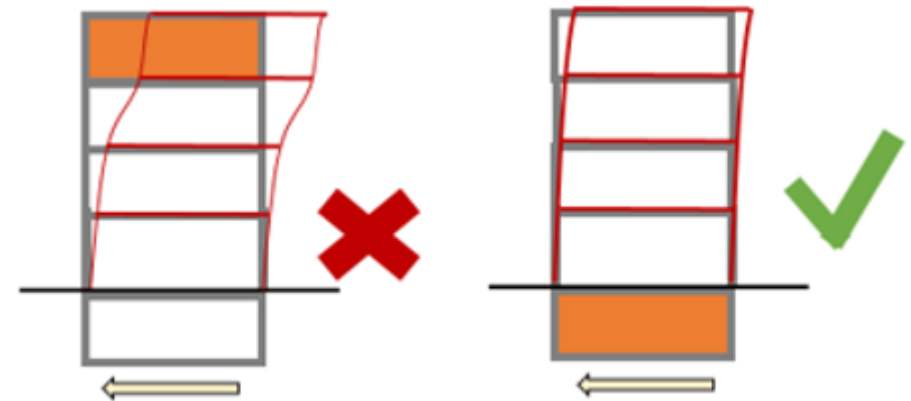


Figura 14. Posiciones de almacenaje recomendados.

Fuente: Elaboración propia.

[4] Referida al segundo momento de área: propiedad geométrica de la sección transversal de elementos estructurales relacionada con las deformaciones por flexión medida en longitud a la cuarta potencia. Para secciones rectangulares vale $b \cdot h^3 / 12$.

1.4.2.4. Patologías sísmicas (planta débil y flexible).

La situación de **planta débil** produce niveles potencialmente más vulnerables al daño sísmico en comparación al resto.

Puesto que la resistencia total de la planta es igual al sumatorio de todas las resistencias de los elementos (pilares, muros, cruces...) que van a soportar las cargas laterales (concebidas como fuerzas estáticas equivalentes) en la dirección considerada de un plano horizontal, se encontrarán disminuciones de capacidad equivalente a cortante y flexión allí donde se produzcan discontinuidades, como huecos y aberturas en muros, o disminuciones de refuerzos o sección, como en el caso de pilares en altura (Cabrera, 2011).

Debido al gran esfuerzo lateral ocasionado por el terremoto y al ser menos capaz de soportar el esfuerzo cortante (de elevada magnitud) la planta se convierte en un punto débil de la estructura que al estar inconvenientemente diseñada puede provocar su rotura frágil^[5] peligrando su estabilidad y pudiéndola llevar al colapso parcial o total. Por lo tanto, de querer variar la resistencia entre plantas se deberá realizar de forma paulatina y procurando que el nivel menos resistente nunca se halle en planta baja ya que es allí donde el cortante basal se dispara (ver **Figura 15**). La UBC en su tabla 23-M propone una sencilla

regla para identificar la planta débil, básicamente se dará en aquellos niveles en la que la resistencia lateral de los elementos verticales encargados de transmitir estas solicitaciones en una determinada planta, difiera del nivel contiguo superior en un 20% o más, es decir, la planta analizada tiene como máximo un 80% de la resistencia de la planta inmediatamente superior.

Otras normas optan por añadir un coeficiente de amplificación de esfuerzos en la planta débil, determinado por el calculista, que suele oscilar entre 1,5 y 2,5.

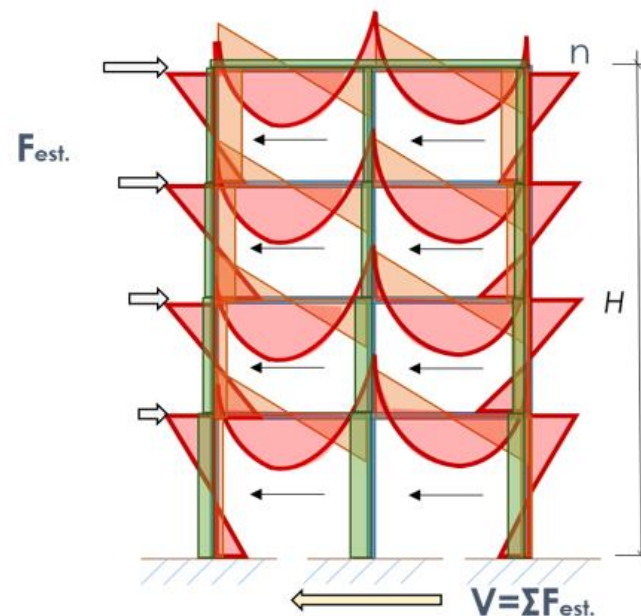


Figura 15. Resistencia frente a las fuerzas sísmicas.

Fuente: Elaboración propia.

^[5] Rotura de manera brusca, casi sin previo aviso, p.ej. cuando el hormigón alcanza su deformación última. Opuesta a la Dúctil en la que p.ej. el acero alcanza su tensión máxima y se deforma hasta que se agota su capacidad de deformación.



El problema de **planta flexible** se manifiesta en aquellas que, bajo la acción sísmica, muestran una reducción significativa en la rigidez respecto al resto de niveles de la estructura, por ejemplo, cuando estos elementos estructurales (tipo muros) que aportan rigidez lateral a la estructura (y modifican la distribución de los esfuerzos) no tienen homogeneidad entre plantas.

En estructuras compuestas por vigas y pilares, la escasa densidad de estos sistemas impide controlar los desplazamientos laterales relativos impuestos por los terremotos, presentando alta flexibilidad y dando como resultado altas concentraciones de tensiones en las conexiones con los niveles contiguos a la zona de la variación brusca de rigidez (Álvarez Cabal et al., 2013). La planta flexible se da en aquellos edificios en los que por criterios técnicos se buscan mayores alturas en ciertos niveles de la construcción, típicamente en los accesos al edificio y en plantas destinadas a usos comerciales o de aparcamientos, las cuales suelen ser diáfanos derivada (Car et al., 2000).

Aunque el concepto de planta flexible y los problemas que lo rodean se conocen desde hace tiempo, no es hasta la UBC que se plantea una definición concreta. Esta definición aparece también en su tabla 23-M como una de las condiciones que constituye una irregularidad estructural vertical; es aquella planta cuya rigidez lateral es inferior al 70% de la rigidez del nivel justo superior o menor del 80% de la rigidez promedio de los tres niveles por encima de la planta flexible.

En esta ocasión, la NCSE-02 tampoco aporta ningún valor de referencia, pero sí advierte (en sus apartados 4.2.3 y 4.2.4 que se debe evitar la variación repentina de rigidez y que ésta debe ser tenida en cuenta cuando en el mismo edificio cohabiten niveles diáfanos y compartimentados. Se debe extremar la precaución ya que a través de los requisitos generales del método de fuerza estática equivalente propuesto por la norma no se evidencian los problemas que conllevan una planta flexible, para ello se debe realizar un estudio dinámico específico.

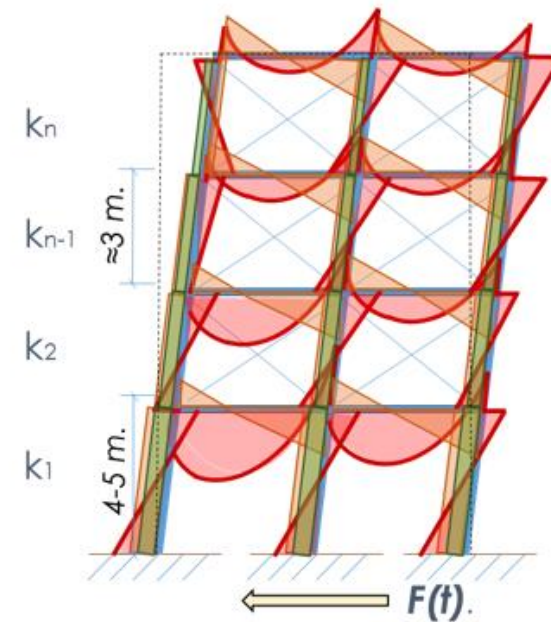


Figura 16. Deformación frente a las fuerzas sísmicas.

Fuente: Elaboración propia.

1.4.2.5. Comportamiento real de los edificios.

Según lo estudiado hasta ahora se podría razonar que una planta diáfana es favorable frente a un hipotético terremoto, ya que, confiere de mayor periodo al edificio “recibiendo” menos fuerza sísmica, pero como siempre, la realidad es más compleja (Regalado Tesoro, Gisbert Botella, & Lloret Ferrándiz, 2016). La normativa sísmica pretende que las secciones plastifiquen en los extremos de las vigas, porque las secciones a flexión disipan mejor la energía si no están sometidas a axiles (caso de pilares) y fundamentalmente porque la creación de rótulas plásticas en los pilares puede provocar el colapso del sistema estructural.

Claramente por lógica, analizando un desplome Δ dado, los pequeños giros repercutidos entre n plantas de altura h serán menores que el que deba ser aplicado a una única planta (flexible). En esa planta los desplazamientos deben ser muy controlados ya que resultan ser de gran entidad; concretamente en las coronaciones y arranques de los pilares libres es donde se acentúan los daños (ver **Figura 17**).

Parece claro que la legislación en materia sísmica lleva razón, pero, la realidad es que la mayoría de edificios sufren daños en los pilares (puesto que es ahí donde actúa el sismo) dejando los forjados casi sin secuelas^[6]. Por eso se debe estudiar estrictamente este tipo de

circunstancias, que de por sí aportan bastante vulnerabilidad, cuando se cimientan sobre terrenos blandos (fenómeno de amplificación) porque si además coincide con que el terremoto que se origina es de una duración “larga” puede conseguir, con todo lo explicado anteriormente, que falle el edificio.

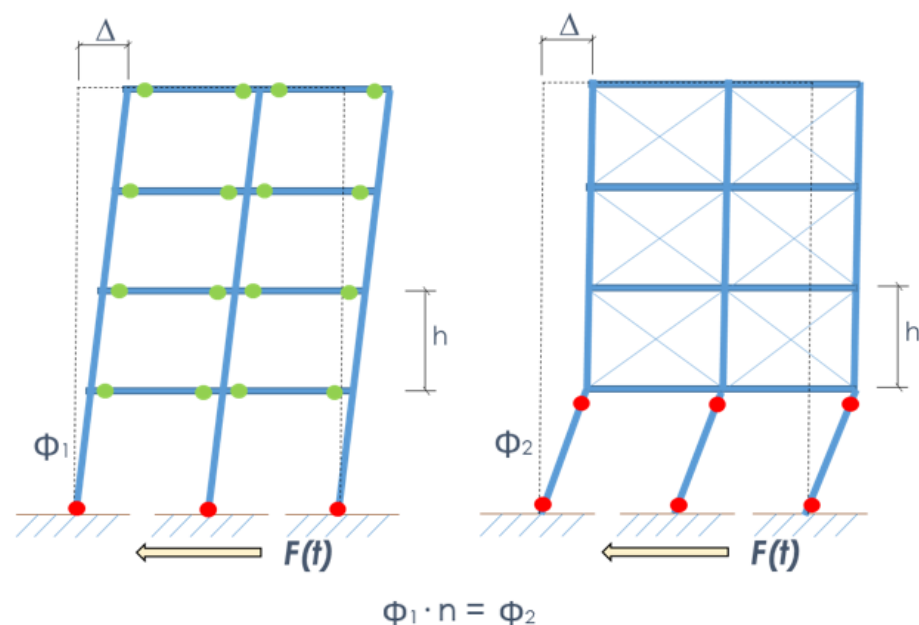


Figura 17. Comportamiento ideal frente al real

Fuente: Elaboración propia. Basado en: Estudio teórico-práctico de pilares y sus patologías. El caso del terremoto de Lorca 2011.

^[6] Hecho que queda reflejado en “El terremoto de Lorca” publicado por Intemac en el cual se llevó a cabo un estudio pormenorizado de las distintas lesiones que provocó dicho evento sísmico y sus principales características.



Las soluciones convencionales suelen radicar en el arriostramiento de algún vano ya sea con triangulaciones, donde la disipación de energía se produce a través del alargamiento de la barra traccionada (cruz san Andrés), o por marcos de arriostramiento concéntricos o excéntricos, en los cuales las diagonales no se conectan en el mismo punto, sino que se deja un espacio (enlace) que concentra la deformación inelástica de la estructura a modo de “fusible”. Estas soluciones si bien diseñadas pueden llegar a aportar una rigidez similar a la proporcionada por muros convencionales.

Otra variante es aumentar la inercia de los soportes apantallando pilares o mediante la incorporación de pantallas, en dos direcciones, de manera que se puede conservar el perímetro del edificio abierto con un interior rígidamente arriostrado, aprovechando por ejemplo huecos de escaleras y ascensores (núcleos rígidos). También existe la posibilidad de incrementar la rigidez de la planta redundando los elementos estructurales, ya que los esfuerzos se distribuyen según rigideces, a mayor número de elementos mayor distribución de las fuerzas sísmicas entre éstos y, por tanto, menor probabilidad de superar la capacidad resistente de los elementos (relacionándose los conceptos de planta débil y flexible).

1.4.2.6. Fenómenos involucrados.

Un problema a tener en cuenta son los llamados **efectos de segundo orden**, los cuales están vinculados a estructuras sometidas a

acciones horizontales que pueden comprometer su estabilidad. Cuando se produce un gran desplazamiento lateral Δ , que se traduce en una excentricidad de la carga vertical (P) proveniente de las plantas superiores, se genera un momento adicional ($P \cdot \Delta$) que debe ser equilibrado por los momentos flectores generados en los extremos de los pilares adyacentes.

Al calcular un edificio convencional habitualmente se tiene en cuenta que sea hiperestático, y en la mayoría de ocasiones, se ignora este fenómeno y se diseñan los pilares simplemente para soportar los momentos flectores provocados por la acción sísmica, obviando los impuestos por el desplome lateral. Y como ya se ha mencionado anteriormente que, durante el sismo, el momento flector total actuante supere al valor del momento para el cual fue concebido en un principio, suscitando la incursión plástica que al fisurarse produce una pérdida rigidez, causándoles deformaciones irreversibles y facilitando con todo esto la ruina total del sistema.

Las recomendaciones suministradas por las normativas son varias, en la mayoría de ocasiones se utilizan criterios para poder ignorar esta situación relacionando la altura total del edificio con el desplazamiento horizontal máximo que esta sufre. Aunque cuando la inestabilidad es alta no queda otro remedio que evaluar la construcción en régimen inelástico o cambiar la distribución estructural por completo (Cervera, y otros, 2018).

La existencia de una planta flexible influye negativamente en este comportamiento y se debe realizar un análisis concreto, puesto que, existe el caso de que partiendo de un análisis general se puedan ignorar estos efectos y, sin embargo, que al considerar la diferencia de rigidez entre plantas no se satisfaga la relación máxima entre momentos (ver **Figura 19**).

Entre tanto otra circunstancia relacionada es el **pandeo** sufrido por los pilares, esto es, las deformaciones laterales inducidas por el exceso de compresión, y que depende de la esbeltez y de los tipos de enlaces con la estructura.

La esbeltez relaciona la sección del elemento y su longitud; al crecer ésta más susceptible de pandear el pilar según el plano de menor inercia. Sin embargo, la longitud de pandeo es la distancia entre los puntos de inflexión que se determina en función de los tipos de nudos y se fija como unitaria la deformación resultante en una barra biarticulada, en otros términos, en ese caso la longitud real del elemento coincide con la de pandeo (Coya Piñeiro & Romea, 2017).

En el caso de la barra empotrada-libre, la deformación es el doble que en la barra biarticulada y de esto se deduce que a mayor grado de hiperestaticidad mayor rigidez ante el pandeo (ver **Figura 18**). Conforme ocurre el movimiento sísmico las condiciones de contorno se van viendo degradadas, se va perdiendo coacción, aumentando con ello peligrosamente la posibilidad de pandeo de los soportes.

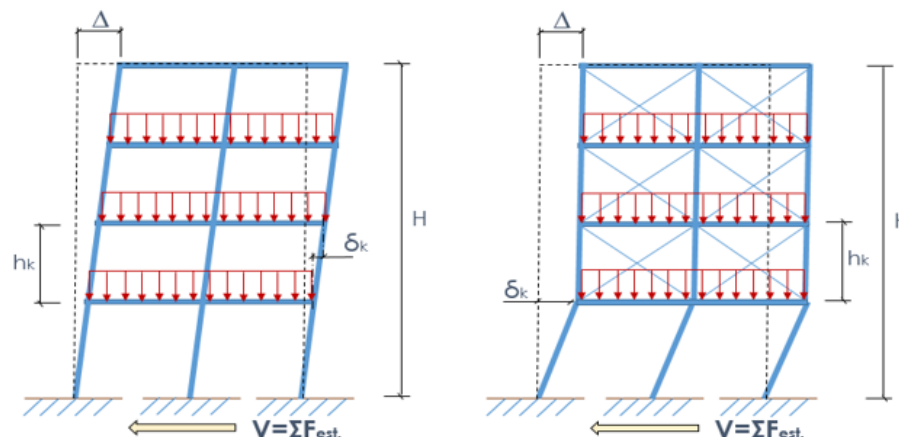


Figura 19. Consideración planta flexible en 2º orden.

Fuente: Elaboración propia.

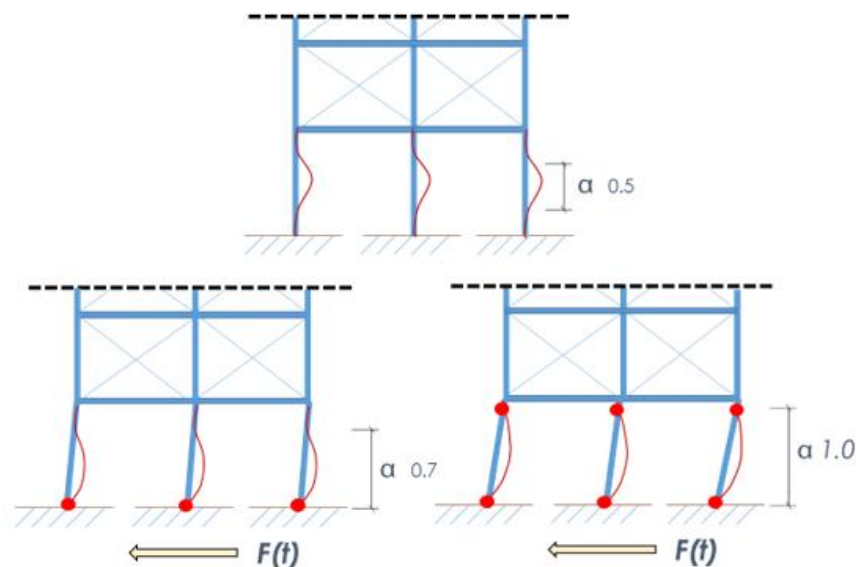


Figura 18. Evolución Longitud de pandeo durante un terremoto

Fuente: Elaboración propia.



1.4.2.7. Interacción pódico-paño.

Lo anterior también es aplicable a los “muros” de fábrica confinados entre los elementos estructurales. Aunque tradicionalmente los cerramientos y las divisiones interiores de los edificios han sido considerados elementos “no estructurales”, dispuestos como cargas lineales o superficiales, en la práctica sí que trabajan.

De hecho, esta aportación de rigidez que no se solía tener en cuenta, modifica de tal forma el reparto de esfuerzos que hacen que no tenga nada que ver con el cálculo típico del “esqueleto” de la estructura frente a sismo. Se estima que la rigidez de un paño es entorno a diez veces superior que la que pueden llegar a aportar hasta cinco pilares de una misma planta (Álvarez et al., 2013), ese aporte inesperado proporcionado por los “nuevos” elementos rígidos que entran en juego, aunque reduce los desplazamientos, puede llegar a romper elementos resistentes (a parte de los propios cerramientos/tabiquerías) dando lugar a situaciones precarias de seguridad.

Por supuesto estas inclusiones alteran la propuesta de disipación de energía perseguido por la normativa, pudiéndose observar en multitud de ocasiones como los daños se reflejan mayormente en los pilares, (sobre todo en planta baja).

El comportamiento que otorgan los paños es fundamentalmente de bielas (compresión) cruzadas sufriendo tracciones en el sentido

perpendicular a las anteriores generando la fisuración de la fábrica, en aspa (ver **Figura 20**).

También se originan esfuerzos rasantes, aunque por convenio se asume que todo el esfuerzo se transmite por cortante a los pilares. En realidad, una parte de ese cortante afecta a los extremos de las vigas que por llevar mayor estribado (por puro diseño estático) se ven prácticamente sin afección.

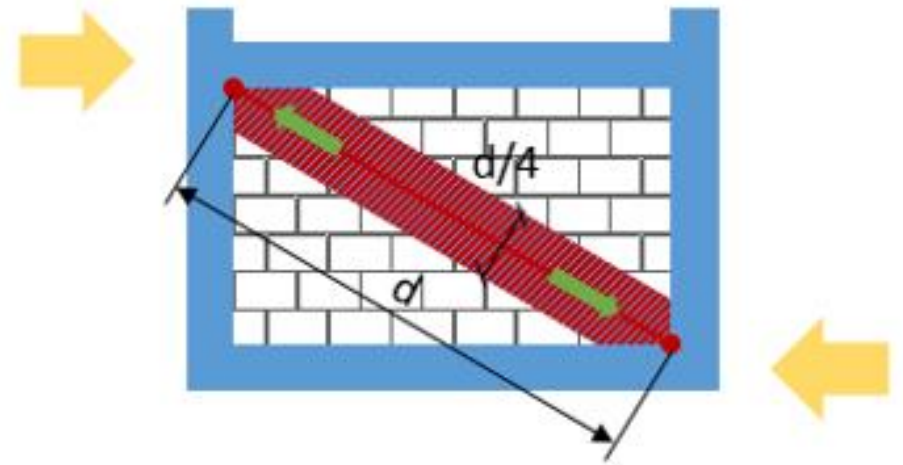


Figura 20. Influencia del paño como biela.

Fuente: Elaboración propia. Basado en: *El terremoto de Lorca (Efectos en los edificios)*.

Los tipos de rotura de la mampostería son variados, habiendo algunos más frecuentes que otros (ver **Figura 21**).

Decir que la existencia de una planta baja diáfana o compartimentada^[7] es perjudicial o beneficioso, no tiene una respuesta trivial.

Recordando de apartados anteriores que “sobre un terreno blando convendría diseñar edificios rígidos mientras que, en el caso de un suelo competente, vendrá mejor tener un edificio más flexible”, ahora habría que añadir las consideraciones oportunas sobre las influencias de las plantas con o sin particiones.

Teniendo siempre en cuenta los desplomes relativos recomendados, los cuales de cumplirse no erradican los daños en los elementos no estructurales (los detalles constructivos suelen ser decisivos a la hora de minorarlos), controlando la traslacionalidad, resistencias y rigideces de los elementos se debería poder llegar a un criterio lógico de seguridad en los edificios.

Otra posibilidad es la de desvincular los paños de los pórticos mediante llaves especiales, pero en definitiva sabiendo lo que se hace y con unos cálculos consecuentes, una planta diáfana no tiene porqué

ser sinónimo de problemas a efectos sísmicos (Regalado et al.,2016).

Actualmente con las herramientas de cálculo de que se dispone se puede tener mayor certeza sobre el comportamiento real del edificio siendo la parte más compleja el determinar las propiedades mecánicas de las fábricas, las cuales se deberán ensayar en cualquier circunstancia.

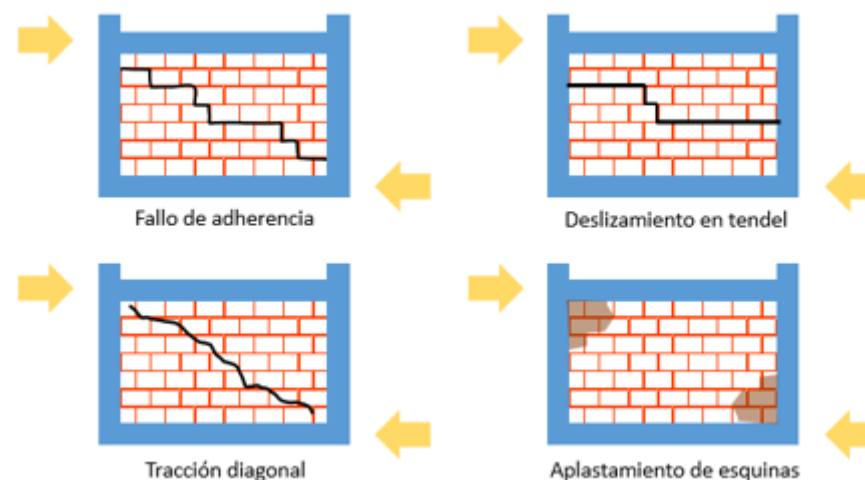


Figura 21. Ejemplos de rotura de paños por terremotos.

Fuente: Elaboración propia. Basado en: *El terremoto de Lorca (Efectos en los edificios)*

^[7] Compartimentada se entiende con tabiquería tradicional cerámica, ya que, la conformada por tabiquería seca (cartón-yeso) no ofrece rigidez adicional significativa.



1.4.2.8. Caso de planta flexible durante el terremoto de Lorca.

El conocido como terremoto de Lorca hace referencia al acontecido un miércoles 11 de mayo de 2011 el cual alcanzó un valor de 5,1 en la escala de magnitud de momento, que siendo moderado pudo sentirse en Madrid (Ruiz & Calleja, 2011).

Lorca se alza sobre la falla Alhama de Murcia, donde se originó el movimiento sísmico (a unos 2 escasos kilómetros de profundidad), lo que fue decisivo a la hora de registrar la mayor aceleración en territorio español; 0,36g. Se cobró 9 víctimas y más de 300 heridos, mayormente ocasionados (como suele ser común) por precipitación de elementos hacia las calles, colapsando tan solo un edificio de viviendas, aunque si hubo varios colapsos parciales de edificios históricos y de mampostería.

Tratándose de una zona de sismicidad recurrente, las tipologías constructivas que allí se hallaron tras las intervenciones de restitución, no diferían de las del resto de la península; por lo general malas calidades constructivas por ser ejecutadas en tiempos en los que predominaba el construir más que el bien hacer (Álvarez et al., 2013).

Básicamente se podría decir que el terremoto manifestó los problemas “estáticos” de concepción que ya acarreaban los edificios.

Y, sin embargo, pudiendo evidenciar una alta vulnerabilidad del actual parque inmobiliario, la verdad es que los edificios tendieron a resistir las fuerzas sísmicas bastante bien, gracias a que fueron los

elementos no estructurales los que recibieron la peor parte (ver **Figura 22**).



Figura 22. Daños concentrados en cerramientos.

Fuente: El terremoto de Lorca (Efectos en los edificios).

Se ha contado previamente que el terreno es un factor bastante influyente, pues bien, en Lorca se distribuye de manera que el núcleo antiguo de la ciudad se encuentra sobre sierra mientras que los edificios más modernos se sitúan algunos sobre los terrenos sedimentarios pertenecientes a la vega del Guadalentín y otros sobre tipos intermedios. Donde se podía prever fenómenos de amplificación por presencia de suelos no competentes, no se encontraron^[8], echo que queda constatado en la normativa sismorresistente, cuando dice que para aceleraciones altas (cercanas a 0,4g) la tendencia de amplificar por suelos sedimentarios no queda clara (apartado C2.2 NCSE-02).

En definitiva, resultó ser un terremoto considerado peculiar para muchos autores, pero si se atiende a lo que se conoce a partir de los estudios de ingeniería sísmica, no sólo intervienen el terreno y la aceleración, sino que también es crucial el contenido en frecuencias del propio terremoto y su duración. El terremoto de Lorca se redujo a los 2 segundos de actuación (ver **Figura 23**) y su contenido en frecuencias fueron principalmente altas por lo que va en concordancia con que los elementos que mayores rigideces presentaban fueron los más dañados.

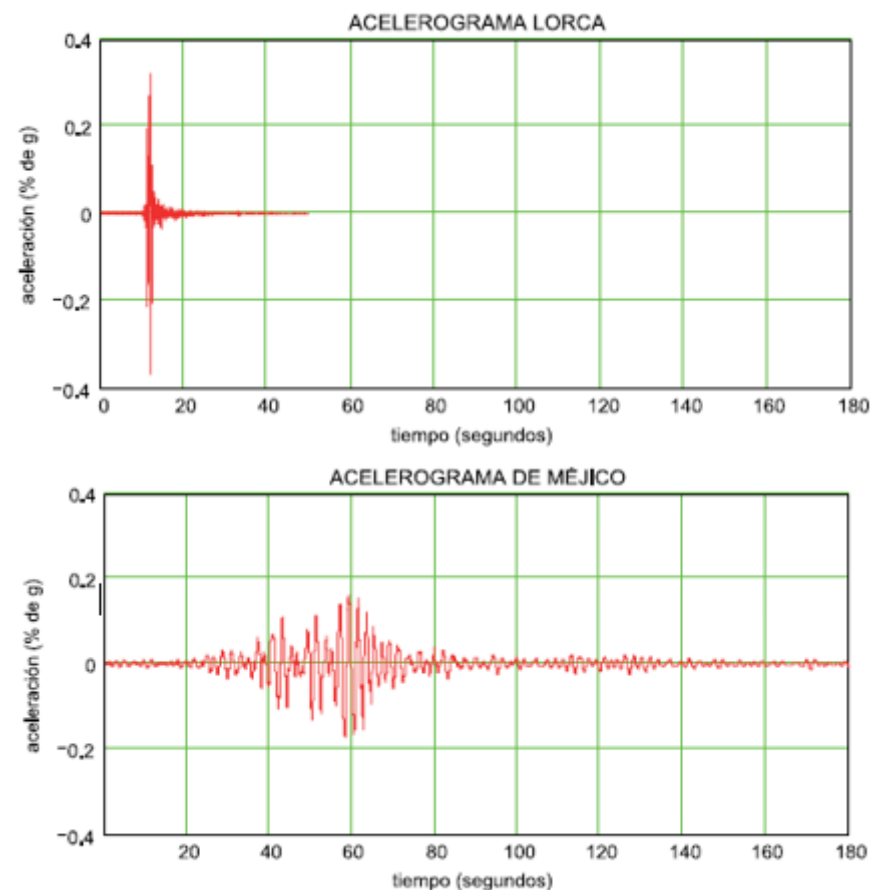


Figura 23. Comparación de acelerogramas.

Fuente: El terremoto de Lorca (efectos en los edificios).

^[8] Estudios llevados a cabo por el Instituto Geológico de Cataluña, la universidad politécnica de Cataluña y la Asociación Española de Ingeniería Sísmica.



Apropiadamente, el único edificio que colapsó tenía en su configuración estructural un pilar corto^[9]. Se puede ir intuyendo la respuesta del porqué los edificios con plantas bajas flexibles o incluso irregularidades de masa no corrieron esta suerte; tenían mayores periodos y muy distintos a los del terreno.

Si la planta flexible resultaba ser un problema estructural, en este caso fue beneficiosa y aunque las lesiones aparecieron en los extremos de los pilares de planta baja, fueron menos graves de los sospechados. Probablemente si el terremoto hubiese durado más, otro tipo de pérdidas se habrían lamentado (Álvarez et al., 2013). A su vez, la disposición de depósitos y contenedores en zonas elevadas, donde las aceleraciones aumentan (ver **Figura 24**) son prácticas habituales de las que, tanto técnicos como calculistas, deberían de estar concienciados por el riesgo que entrañan en zonas sísmicas, y que además están penalizadas por la administración.

En Lorca quedó expuesto que, aunque las normas sismorresistentes busquen sacrificar las vigas para disipar la energía sísmica, los pilares son los que acaban sufriendo y, es más, resultan más económicos a la hora de ser restituidos en comparación con el desembolso que supone el reponer un forjado (ver **Figura 25**). Otra paradoja es la planteada por la propia norma también, al decir que los edificios en su afán para proteger

a las personas deben ser calculados para que no lleguen al colapso cuando realmente son los desprendimientos los que acaban con la vida de ciudadanos.



Figura 24. Apuntalamiento “quita-miedo” en planta flexible.

Fuente: El terremoto de Lorca (Efectos en los edificios)



Figura 25. Disposición indebida de depósito por encima de la rasante.

Fuente: El terremoto de Lorca (Efectos en los edificios)

^[9] Elemento que concentra excesivos esfuerzos por su elevada rigidez a igual resistencia que el resto de soportes de la estructura. Objeto de otros estudios específicos de grado.

1.4.2.9. Vuelco de Antepechos y pretils.

Parece ser una constante que los daños físicos durante los terremotos son precisamente por los desprendimientos que éste ocasiona hacia las calles aledañas y por el contrario multitud de técnicos son ajenos al propio cálculo que conlleva.

Al requerir de una operación aparte y concreta que nada tiene que ver con el modelo matemático general que evalúa el edificio, se suele ignorar. Sin embargo, la normativa es clara en este aspecto haciendo responsables directamente a los agentes encargados del diseño estructural.

Es un cálculo sencillo, pero para una sociedad que no está acostumbrada a lidiar con terremotos frecuentemente puede ser hasta cierto punto comprensible que no todos sepan afrontar la susodicha cuestión. Simplemente consiste en un juego de vectores y estabilidad, la cual debe ser verificada teniendo en cuenta que la resultante no debe salir de la base de apoyo puesto que volcaría el elemento (ver **Figura 26**).

El peso es sencillo de hallar, en cambio para resolver la fuerza equivalente a aplicar según viene recogida en el eurocódigo 8, hay que

conocer el periodo del elemento^[10] y del edificio en la dirección pertinente.

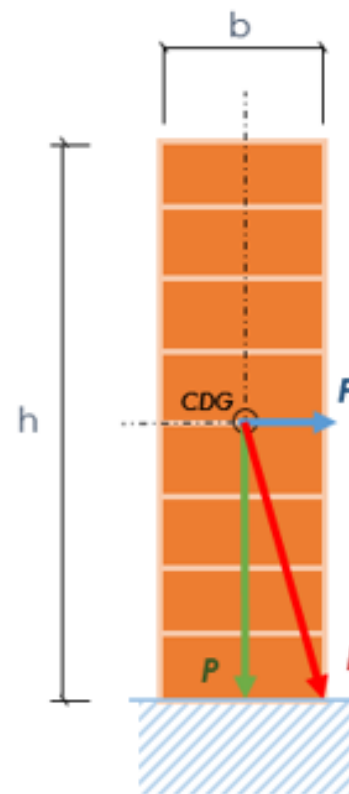


Figura 26. Descomposición de vectores de fuerza en un antepecho.

Fuente: Elaboración propia.

^[10] Ramón Álvarez Cabal proporciona este valor orientativo en el documento: El terremoto de Lorca (Efectos en los edificios) Este valor suele rondar los 0,04 segundos.



Como idea general, fábricas de medio pie suelen ser inestables para pretils frente a sismos o incluso para la propia acción de viento. Soluciones de buena práctica constructiva podrían ser las de asegurar bien los enjarjes o el introducir mochetas intermedias para reducir las longitudes de los petos (Álvarez et al., 2013).

Por otro lado, a partir de zonas sísmicas moderadas (0,12g) la normativa propone zunchar esos paños con pilarcillos que arriostren el perímetro desde el forjado sobre el que esté colocado.

Otras soluciones más económicas pueden ser colocar barandillas metálicas, práctica común que se llevó a cabo en las reformas afrontadas tras el terremoto de Lorca y sus numerosos desprendimientos (ver **Figura 27**).

1.4.2.10. El Péndulo invertido.

Es un término que puede inducir a confusión, ya que, no aparece definido como tal en la norma sismorresistente NCSE-02 ni en las anteriores.

Para encontrarla se debe recurrir al eurocódigo de sismo, es decir, a su traducción en español a la norma UNE EN 1998-1-2018. En él se define como “Sistema en el que el 50% o más de su masa se localiza en el tercio superior de la altura de la estructura, o en el que la disipación de la energía tiene lugar principalmente en la base de un elemento aislado del edificio”.



Figura 27. Precipitación de pretil.

Fuente: El terremoto de Lorca (Efectos en los edificios).

Esta definición no deja lugar a dudas, pero al no venir aclarada en las normativas más accesibles, el técnico profano puede verse conducido a interpretaciones ambiguas ya que, como se explicó en temas previos, en ingeniería sísmica las estructuras tienden a idealizarse como péndulos invertidos puramente por simplicidad matemática.

Si bien es cierto que es un compendio de irregularidades en alzado (rigideces y masas) se refiere a casos muy concretos, reservados en la mayoría de ocasiones a depósitos en altura, ménsulas... (ver **Figura 28**). Se trata de una concepción estructural a evitar en edificación, especialmente en zonas sísmicas.

De hecho, las normativas le suelen conferir un comportamiento asociado a una baja ductilidad y donde la esbeltez reduce en gran medida la capacidad de resistir esfuerzos axiles reservando la sección para resistir principalmente a flexión. Es más, en el eurocódigo se indica lo crucial que los efectos de segundo orden resultan para este tipo de sistemas, proponiendo una reconfiguración estructural si la relación entre el momento de segundo orden y el de vuelco iguala el valor de 0,2 en contraste con el 0,3 que podría asumir la estructura en condiciones distintas a las de péndulo invertido antes de requerir un rediseño de configuración estructural (Cervera et al., 2018).

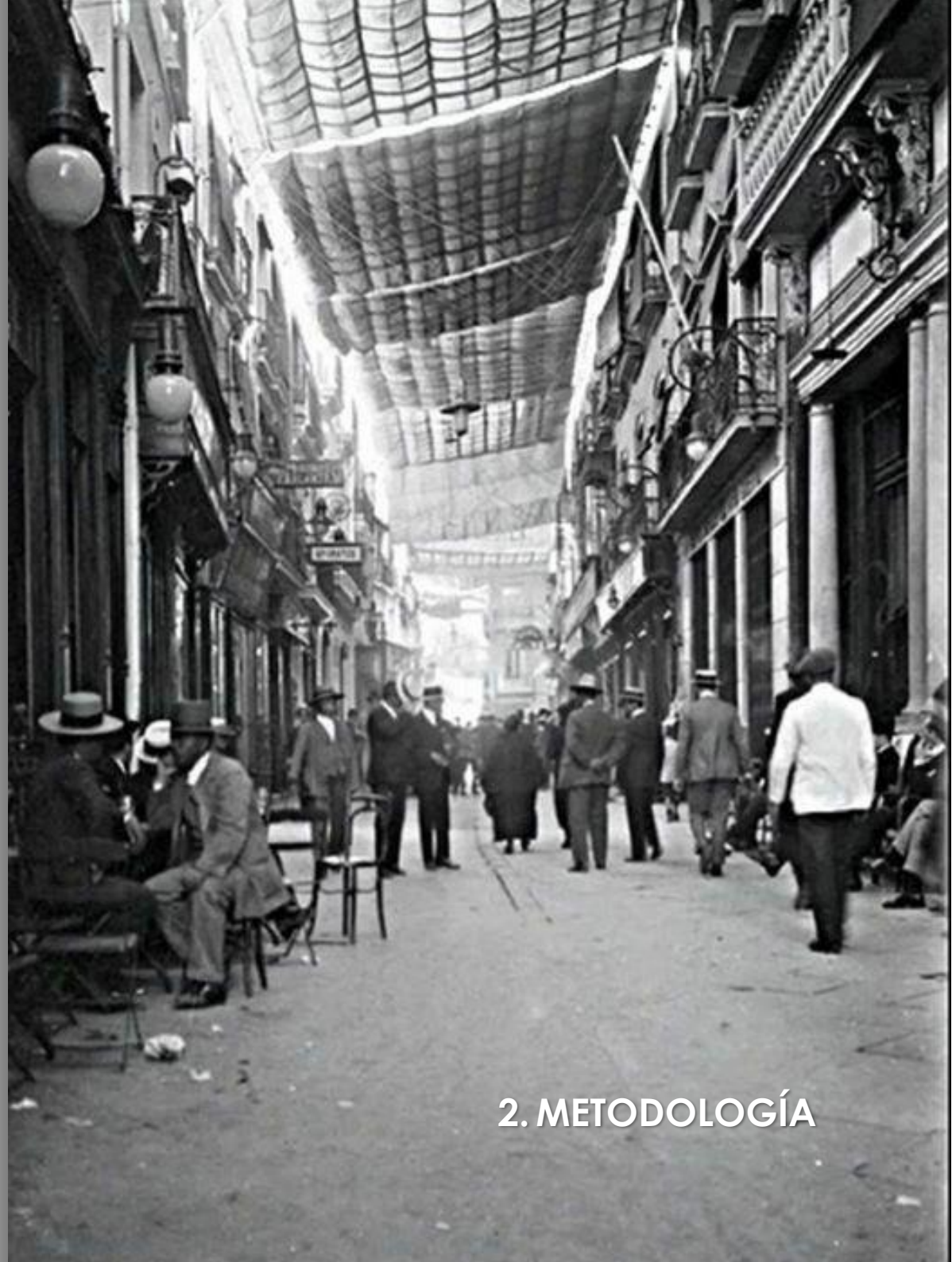


Figura 28. Péndulo invertido; depósito de agua en altura.

Fuente: <https://twitter.com/tehorsa>







2. METODOLOGÍA

2.1. JUSTIFICACIÓN DE LA ELECCIÓN.

Se decide enfocar el presente trabajo en la ciudad de Sevilla principalmente por la importancia que tiene su casco antiguo.

El conjunto histórico de Sevilla está reconocido como el más extenso de España y el segundo de Europa, tan sólo por detrás del que posee la ciudad italiana de Génova (El Patagónico, 2014). El atractivo turístico que genera la gran relevancia del patrimonio de la ciudad es el principal motor económico que impulsa a la capital andaluza, es por ello prioritario que deba conservarse en unas condiciones decentes.

Cierto es que Sevilla no es ni mucho menos como Granada en cuanto a sismicidad se refiere, pero esto precisamente es lo que provoca una alta vulnerabilidad ya que, la ciudad tiene asociada una serie de terremotos históricos (Gentil Govantes, 1983) para nada despreciables y, sin embargo, los técnicos no están tan educados en materia sísmica como para detectar ciertas imprudencias arquitectónicas las cuales son perpetradas a diario en estos edificios.

La actual normativa sísmica es más “permisiva” si las obras de reforma o de rehabilitación resultan no ser integrales. Esto puede conducir a que una vez llegado el momento, el cómputo de pequeñas intervenciones efectuadas en un mismo edificio, cuya tendencia es el vaciado de los espacios en pos del uso comercial, provoquen un problema generalizado de flexibilidad en la planta (ver **Figura 29**).

Supuesto el caso extremo de colapso, lo anterior implicaría una falsa sensación de “amparo” normativo en el técnico, ya que en todo momento este se encuentra obligado a garantizar una seguridad como mínimo igual a la del estado previo y en cualquier caso tal situación no sería la más apropiada de cara a una sociedad que vive principalmente del reclamo turístico.



Figura 29. Anuncio publicitario en calle O'Donnell (Sevilla).

Fuente: Elaboración propia.



2.2. RECOPIACIÓN DE LOS DATOS.

2.2.1. LA LABOR DE INVESTIGACIÓN.

En el ámbito de la investigación es fundamental la etapa de toma de datos. La escasa información existente sumado a su dispersa localización hace que resulte una ardua tarea que conlleva dedicación y tiempo además de paciencia, ya que, en muchos casos estos organismos responsables de salvaguardar la información están saturados de peticiones por parte de los técnicos que acaban entrando en una lista de espera de meses.

En un primer momento, se realiza un estudio mediante la propia visita al casco histórico de Sevilla, con el fin de seleccionar manzanas aparentemente “conflictivas” donde hallar edificios susceptibles de ser analizados frente a patologías por plantas diáfanas mal concebidas. Tras elegir unos potencialmente interesantes, se acude a los distintos organismos y aprendiendo que no todos los edificios quedaban antiguamente registrados, se procede a recopilar toda la información existente sobre los edificios de la calle Sierpes 48 y Tetuán 7, edificios embebidos en una manzana “perforada” por diversas galerías, además de tiendas de todo tipo en sus plantas bajas.

La revisión de planos, memorias, pliegos y mediciones es una pieza

clave para poder sacarle el máximo partido al estudio a realizar sobre cualquier edificio. Por ello se recurre a los archivos municipal e histórico de la provincia de Sevilla, se contacta con la Gerencia de Urbanismo del ayuntamiento de Sevilla y con el Colegio Oficial de Arquitectos de Sevilla, que al tener conexión directa con la fundación FIDAS son los que mayor cantidad de información aportan (ver **Figura 30**).

No contentos con esto, se habla con los trabajadores y propietarios^[11] de los edificios para obtener el máximo conocimiento posible sobre los edificios. Dejando de lado la opción de abrir catas puesto que se trata de un trabajo universitario a niveles de grado, sí que se toman datos in situ.

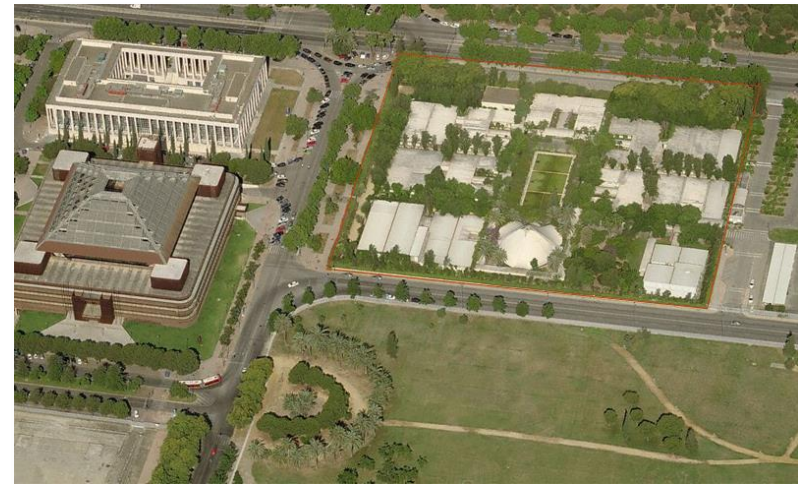


Figura 30. Gerencia de Urbanismo Ayto. Sevilla.

Fuente: Google maps.

^[11] Alguna información relativa a los edificios no queda reflejada por prohibición expresa de los autores del proyecto.

Como no podría ser de otra manera existen incertidumbres respecto a los edificios, partiendo de la base que los proyectos sufren modificaciones en su estado ejecutado “As built” ^[12]. Aun con esto, se realiza un esfuerzo cotejando la información obtenida con diversas tesis realizadas por distintos profesores de esta institución que tratan la idiosincrasia del casco histórico (Vázquez Vicente, 2015), y asimismo se siguen los protocolos ITE referentes a la ciudad (ver **Figura 31**). Una vez obtenido “todo” se procede al delineado de las plantillas en CAD para su posterior uso.

Con todo esto explicado se ha de aclarar que aun con toda la información disponible resulta imposible modelar la realidad, todos los programas por muy avanzados que estos resulten trabajan con simplificaciones y evidentemente esto se refleja bastante más en los programas que trabajan con algoritmos matemáticos.



Figura 31. Búsqueda exhaustiva de información (AHPS y COAS).

Fuente: Elaboración propia.

^[12] Algunos edificios de cierto valor histórico-artístico están catalogados, esto quiere decir que están protegidos y, sin embargo, tras las numerosas investigaciones efectuadas se observa que la picaresca tiende a ajustar ciertos datos convenientemente para poder llevar a cabo las intervenciones deseadas.



2.2.2. LIMITACIONES DEL PROYECTO.

Tal y como se acaba de enunciar, las limitaciones de la simulación vienen condicionadas por la escasa información que se posee de los edificios civiles que, al no tener carácter religioso, pasan a un segundo plano incluso perteneciendo al conjunto histórico.

Pero aparte de este aspecto, también influyen el software y el hardware, siendo las características técnicas del ordenador utilizado las siguientes:

CPU: Intel i7 7700k @4.20 GHz.

Memoria: 32Gb DDR4 @2400 MHz.

Disco Duro: Samsung 950 Evo SSD 500 Gb.

Los programas usados consumen bastantes recursos y sus tiempos de procesamiento pueden llevar horas en los que el ordenador queda totalmente inutilizado.

Al principio se intentó comprobar el comportamiento en manzana, pero al no disponerse de las herramientas suficientes (ya que plantear simplificaciones groseras puede llevar a elevadas desvirtuaciones), se acabó descartando esta idea. Esa envergadura es propia de tesis doctorales bien encauzadas, como la de Enrique Vázquez (Vázquez Vicente, 2015) (ver **Figura 32**).

Por tanto, se optó por analizar dos edificios de tipologías distintas pero afectadas por la misma tendencia “social”, excluyendo otro tipo de patologías que pudieran acusar el fenómeno como, por ejemplo, la falta de arriostramiento entre fachada y muros de atado.

Es más, hasta cierto punto podría considerarse el agregar en un futuro mayor número de edificios conforme se dispusiera información sobre éstos al modelo aquí presentado, afinando el modelo según avancen los softwares de cálculo.

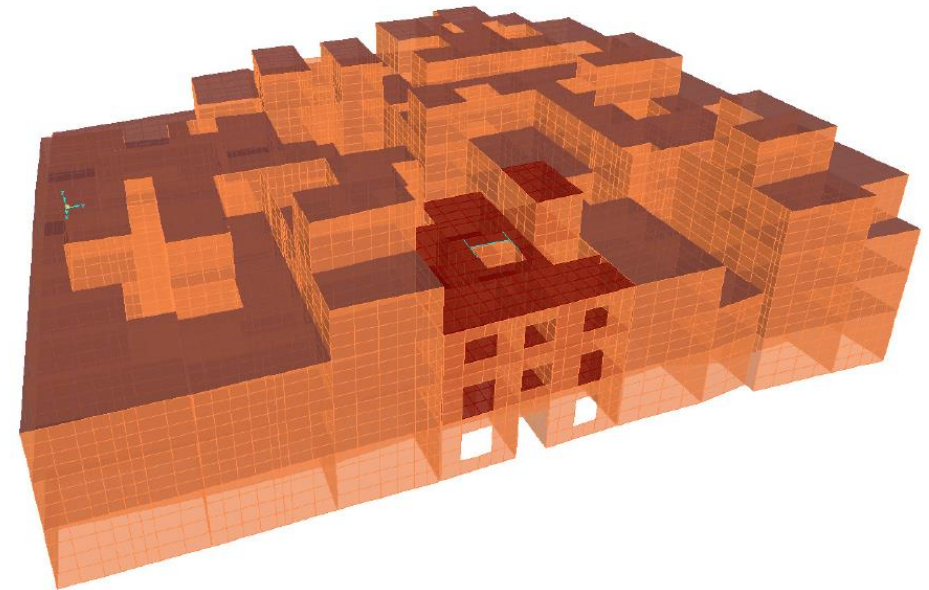


Figura 32. Modelado de manzana del conjunto histórico.

Fuente:

Aplicaciones del análisis modal a la peritación de edificios civiles con estructura de fábrica. El caso de la edificación civil sevillana.

2.2.3. CONDICIONANTES NORMATIVOS CONTEXTUALES.

Aunque son edificios pertenecientes a épocas distintas, el contexto general que rodea a los edificios seleccionados se desarrolla en un entorno de depresión y crisis.

Quizás las características del edificio de la calle sierpes sean más llamativas por proyectarse en un marco de inestabilidad económica "reciente" (periodo franquista), mientras que, el edificio de calle Tetuán respondería más a una tipología tradicional, de una etapa donde no existían normativas "modernas" de índole estructural.

La economía del país tras la Guerra Civil (1936-39) era catastrófica. La escasa población activa (consecuencia de las numerosas bajas civiles), sumada a los elevados daños materiales empeoraron con el aislamiento internacional, desembocando en una economía autárquica. El estado, en un intento de volver a España autosuficiente, comenzó a elaborar leyes para el control y consumo de bienes. Fruto de esta iniciativa surge el Decreto del 22 de Julio de 1941 por el que se aprueba el *Reglamento sobre las restricciones de hierro en edificación* (ver **Figura 33**).

En esta se establecían todas las hipótesis de cálculo que pudieron haber sido objeto de aplicación en el edificio de sierpes 48. Tanto es así que debían justificarse todas las cantidades de material empleadas, pero fundamentalmente las limitaciones se referían al acero, tanto a

cantidad como a la calidad. La razón es obvia; el acero conlleva un gran desembolso económico, por lo que la mayor calidad esperable por aquel entonces era el A42b cuyo límite elástico era 2600 kg/cm².

No sería hasta que España entabla relaciones con Estados Unidos y comienza a liberalizarse, con el plan de Estabilización de 1959, que arranca el desarrollo económico de los años sesenta; fecha crucial para la redacción de normativas más "modernizadas" en edificación (Colección de problemas resueltos de selectividad, 2006).

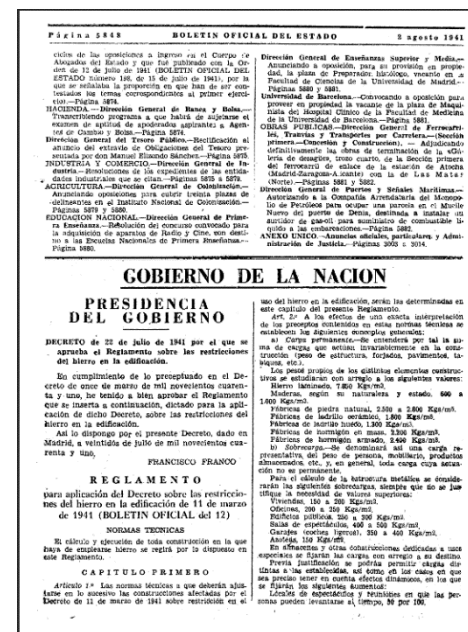


Figura 33. Decreto 22 de Julio de 1941.

Fuente: <https://www.boe.es/datos/pdfs/BOE//1941/214/A05848-05853.pdf>



2.3. MARCO NORMATIVO SÍSMICO.

2.3.1. EVOLUCIÓN DE LA NORMATIVA SÍSMICA EN ESPAÑA.

Se tiene constancia de la adopción de medidas para combatir los efectos de los terremotos desde alrededor del siglo XVI, con recomendaciones posteriores como, por ejemplo: limitaciones en alturas, trabazones bien ejecutadas y la no disposición de cornisas...

A consecuencia de los estragos producidos por el terremoto de Lisboa (1755) y el de Andalucía (1884), como referentes principales, las administraciones de la época se fueron concienciando sobre la vulnerabilidad que presentaba el país frente a estos fenómenos, pero nunca iban más allá de aconsejar sobre aspectos geométricos o constructivos. Sin embargo, no es hasta mitad del siglo XX que se proponen las primeras consideraciones sobre las acciones sísmicas con un enfoque de cálculo más avanzado.

El primer mapa sobre zonas sísmicas a nivel nacional aparece recogido en la norma **M.V.101-1962** "Acciones en la edificación" promovida por el Ministerio de la Vivienda. En realidad, la primera normativa sismorresistente llegaría seis años después, la **PGS-1** (1968), de la mano de la Comisión interministerial fundada con ese propósito específico. El mapa de peligrosidad incluido en esta tenía más fundamento instrumental e intentaba obviar terremotos concretos de pequeña entidad quedando delimitado en tres principales zonas según

la sismicidad deducida del estudio de la intensidad sísmica del país.

Nuevamente, tras el transcurso de seis años se actualiza la norma pasándose a denominar **PDS-1** (1974), además de constituirse la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. El cambio más llamativo fue el obligado cumplimiento de ésta para el cálculo de edificios de hormigón o metálicos situados en zonas de alta sismicidad. Además, sentó los principios que serían la base de futuras normativas y siendo la más longeva (veinte años) permitió un gran avance técnico en este ámbito.

Finalmente, la última normativa que se publicó (antes de la vigente) fue en 1995 conocida como Norma de Construcción Sismorresistente (**NCSE-94**) en la cual se establece el primer mapa de peligrosidad sísmica expresado en aceleraciones básicas (ver **Figura 34**). Otro dato destacable es el refinamiento que realiza sobre las consideraciones planteadas por su predecesora proponiendo detalles y esquemas de armado (Ministerio de Fomento Gobierno de España, s.f.).

Según la experiencia del arquitecto técnico Álvaro de Fuentes Ruíz dada la complejidad de aplicación de la normativa en la práctica, su uso no se extendió a la totalidad de edificaciones hasta bien entrado el año 97, apareciendo pocos años más tarde la actual **NCSE-02**.

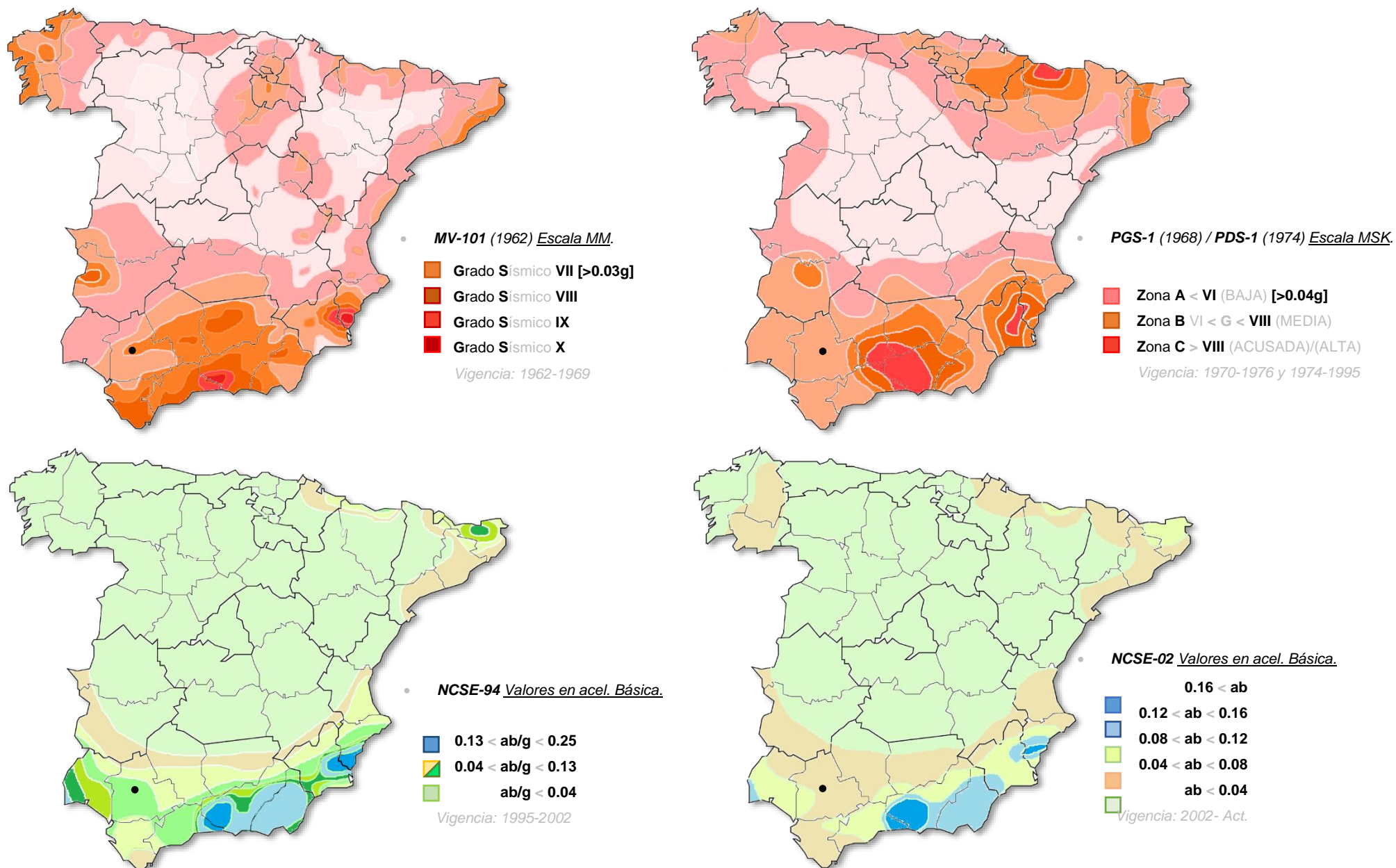


Figura 34. Evolución de los mapas de peligrosidad en España.

Fuente: Elaboración propia. Basado en <https://www.pinterest.es/pin/376543218827370657/>



2.3.2. NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE 2002.

Esta normativa se nutre de experiencias sobre catástrofes sísmicas relativamente recientes a su fecha de redacción, a la par que se refuerza con otras normas de ámbito internacional.

Es la primera norma que recoge explícitamente que su prioridad es la protección de las personas y la reducción de los daños materiales obligando a la evaluación de los edificios tras eventos sísmicos importantes, incluso prohibiendo la obra nueva de ciertas tipologías constructivas por cuestiones de vulnerabilidad.

Gracias a los datos recabados por la instrumentación, se presentan aceleraciones básicas más “perfiladas” (y elevadas), introduciéndose un factor de amplificación de ondas sísmicas y la consideración de edificar sobre terrenos muy desfavorables, además de un reajuste en los valores inherentes a los materiales estructurales.

Las reglas implementadas de diseño son más concisas y van acorde a los niveles de aceleración de la zona, eso sí, el aumento de la acción sísmica ha conllevado un mayor coste de la estructura.

En definitiva, es una norma que, aun no siendo perfecta (y por ello debe complementarse con el Eurocódigo 8) justifica que a día de hoy tan solo haya sufrido una actualización de su mapa de peligrosidad sísmica en 2015.

2.3.3. MÉTODO DE CÁLCULO DE LA NCSE-02.

Se establecen los puntos básicos de dicha normativa tomados en consideración por los programas informáticos de cálculo empleados.

2.3.3.1. Clasificación de las construcciones.

De acuerdo a la tipología de uso del edificio y al servicio que este ofrece a la sociedad se distinguen tres categorías:

- De importancia moderada: aquellos que cuya destrucción no reporta un daño trascendental a la sociedad; ni generando víctimas y tampoco interrumpiendo servicios de atención.
- De importancia normal: categoría para los que sí pueden provocar víctimas o graves daños, pero con la salvedad de que no cortan ningún servicio imprescindible en caso de emergencia. De valor $p = 1$.
- De importancia especial: clasificación reservada para aquellas infraestructuras que puedan ocasionar pérdidas masivas tanto de personas como materiales y, además, corten un servicio vital para la comunidad como pueden ser hospitales, estaciones, bomberos, centrales, etc. En este apartado también estarían incluidas las construcciones catalogadas y monumentos artísticos. De valor $p = 1.3$.

2.3.3.2. Aceleración sísmica de cálculo.

A través de este parámetro se permite concretar para un edificio las condiciones características de su emplazamiento se define como:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

- Cuyos términos son:

a_b aceleración sísmica básica (anexo NCSE-02 valores por municipio).

ρ coeficiente adimensional de riesgo, función de la importancia de la construcción.

S coeficiente de amplificación de la onda sísmica

- Para: $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$ entonces: $S = \frac{C}{1,25}$

- Para: $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$

$$\text{entonces: } S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

- Para: $0,4g \leq \rho \cdot a_b$ entonces: $S = 1,0$

Siendo:

C coeficiente de terreno, según las características geotécnicas.

2.3.3.3. Clasificación del terreno. Coeficiente de terreno.

A efectos de esta normativa, los terrenos pasan a definirse como:

- Terreno tipo I: roca o suelo granular muy denso en cuyo seno las ondas de cizalla se propagan a $v_s > 750 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo II: roca fracturada/suelo granular en los cuales las mismas ondas tienen una velocidad de $750 \text{ a } 450 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo III: suelo cohesivo firme o aquellos en los que estas ondas se transmitan a unas velocidades de entre $400 \text{ o } 200 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo IV: suelos cohesivos blandos cuyas ondas transversales recorran menos de 200 m/s .

A cada tipo se le asigna un valor concreto de C según la **Tabla 4**.

Tabla 4. Valores de C según el terreno.

Fuente: Elaboración propia.

Terreno I	Terreno II	Terreno III	Terreno IV
1	1.3	1.6	2

Para la obtención de este coeficiente se deben estudiar los espesores de los distintos estratos hasta los 30 metros de profundidad y establecer una media ponderada:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$



2.3.3.4. Espectro de respuesta elástica.

Correspondiente a la respuesta máxima de un oscilador tipo "péndulo invertido" con un 5% de amortiguamiento, la norma proporciona un espectro de diseño normalizado para aceleraciones horizontales definido según:

- Si $T < T_A$ entonces $\alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T/T_A$
- Si $T_A \leq T \leq T_B$ entonces $\alpha(T) = 2,5$
- Si $T > T_B$ entonces $\alpha(T) = K \cdot C/T$

Siendo:

$\alpha(T)$ La relación entre la respuesta máxima de la estructura (de un determinado periodo de vibración) y la aceleración básica del terreno. Cuando su valor es la unidad significa que la reacción del edificio es igual que la aceleración básica.

T El periodo propio de oscilación de la estructura, expresado en segundos.

K El coeficiente de contribución involucra los terremotos "típicos" de la falla Azores-Gibraltar y la severidad de estos según su proximidad a la zona de estudio. Sus valores se sitúan entre 1 y 1.3.

T_A, T_B Periodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K \cdot C/10$$

$$T_B = K \cdot C/2,5$$

Se dice que una estructura entra en resonancia cuando su periodo se sitúa entre los periodos característicos.

La norma también considera un espectro de respuestas para las componentes verticales que equivale al 70% del $\alpha(T)$ correspondiente a los valores horizontales.

En el caso de encontrar amortiguamientos distintos al 5% se puede modificar el espectro empleando un coeficiente v que multiplique los valores de $\alpha(T)$ para periodos $T \geq T_A$ (para periodos menores se interpolará):

$$v = (5/\Omega)^{0,4}$$

Ω Es el amortiguamiento de la estructura en porcentaje.

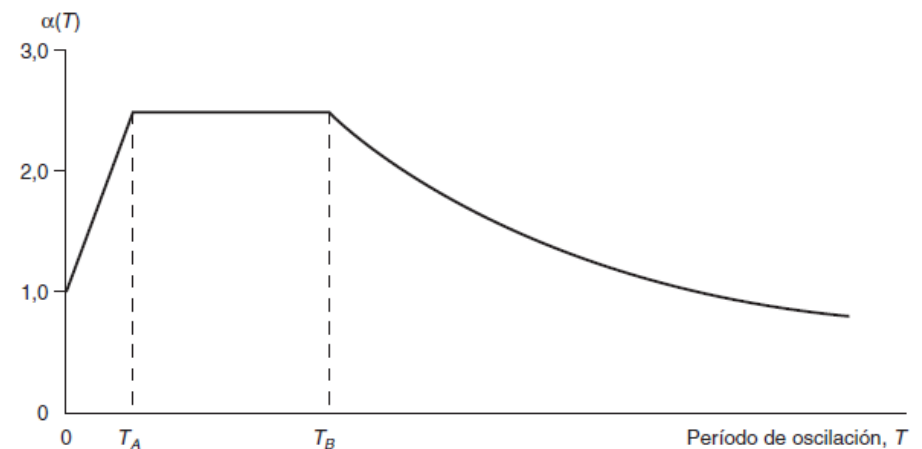


Figura 35. Espectro de diseño propuesto NCSE-02.

Fuente: NCSE-02.

2.4. PROCEDIMIENTOS PARA EL CÁLCULO.

2.4.1. MÉTODO MATRICIAL Y DE ELEMENTOS FINITOS.

2.4.1.1. Método matricial.

Los softwares de cálculo empleados en la actualidad trabajan mediante operaciones algebraicas, planteando las ecuaciones de equilibrio de forma matricial (Coya Piñeiro & Romea, 2017).

En esencia es una adaptación de la ley de Hooke, puesto que el cálculo de la estructura involucra una matriz para las cargas $[F]$, otra donde se considera las rigideces de todos los elementos $[K]$ (estructurales) y una última donde intervienen los desplazamientos y giros de los nudos $[\delta]$. Dentro del rango elástico y para elementos tipo barra, proporcionan relaciones exactas entre fuerzas y desplazamientos.

$$[F] = [K] \times [\delta]$$

En cambio, con el avance de la tecnología se mejoran y desarrollan nuevos métodos de cálculo, un ejemplo de esto son los tan sonados elementos finitos.

2.4.1.2. Método de los elementos finitos.

Este procedimiento consiste en la discretización de “paneles” a través de nodos que delimitan un número finito de elementos, se trata de una generalización del cálculo matricial.

Las fuerzas aplicadas a los nodos producen desplazamientos relativos entre los elementos adyacentes, de modo que a diferencia de su predecesor los resultados generados por este método son sólo precisos en función de la “delicadeza” que se tenga al definirlos. Es por esto por lo que se recurren a ellos cuando no hay ninguna otra forma de abordar el problema matemático-estructural (ver **Figura 36**).

Es cierto que a mayor número de elementos más exactitud en los valores (también mayores tiempos de proceso), pero sin una referencia clara se pueden llegar a “mentiras muy precisas”.

Lo estrictamente correcto suele ser calibrar los resultados informáticos con los resultados de ensayos reales, para tener un modelo lo más representativo posible. Esta herramienta arroja tanta información que en manos inexpertas puede abrumar al técnico, provocando que el mismo no pueda llegar a interpretar de una manera efectiva los resultados proporcionados por la máquina (Regalado Tesoro, 2003).

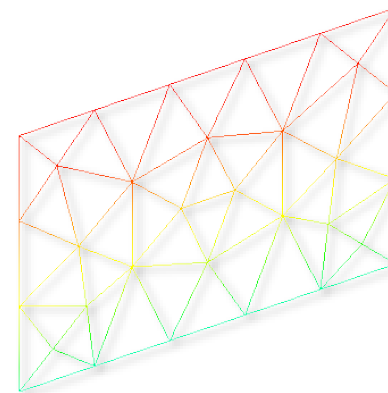


Figura 36. Discretización por EF.

Fuente: Elaboración propia.

Generado por Cypecad.



2.4.2. DIFERENCIA DE MODELADO EN LOS SOFTWARES.

En la mayoría de escuelas técnicas relacionadas con la arquitectura se imparte la enseñanza sobre el programa de cálculo más extendido en territorio nacional español, Cypecad.

Este programa aun siendo difícil de dominar posee una interfaz bastante amigable e intuitiva, prácticamente al alcance de cualquier técnico sin requerir un alto grado de especialización, cualidad que ha permitido su implantación en multitud de estudios de arquitectura.

Es un programa de cálculo matricial que incluye para casos muy concretos el uso de elementos finitos. Lo más interesante y el porqué de su uso durante el actual trabajo fin de grado es el que debido al terremoto de Lorca, a partir de la versión 2014, es capaz de considerar la interacción de los elementos constructivos (cerramientos y tabiquerías) con la estructura. Influencia por la que se han desarrollado diversos apartados previamente. Especialmente interesante es la capacidad no sólo de analizar casos extremos, sino que también siempre y cuando se trate de un análisis dinámico modal espectral, aporta información sobre etapas intermedias y como va avanzando la fisuración de las particiones, para conocer la distribución de esfuerzos a lo largo de la estructura.

El análisis dinámico del modelo provoca un desplazamiento relativo entre los bordes del paño de mampostería que, aplicando el

criterio de rotura, deriva en un cierto nivel de daño sobre el que se vuelve a efectuar un nuevo análisis modal espectral, finalizando estas reiteraciones cuando se llega a una estabilización de daños especificada. Consiguiendo que los elementos resistentes se puedan dimensionar para la situación más desfavorable, es decir, un estado puede ser el pésimo para cierto elemento resistente y, en cambio, para otro no, de forma que se consigue un buen comportamiento del edificio sometido al sismo.

El software simula los paneles de fábrica a través del método de diagonales equivalentes que sólo trabajan a compresión definidas también en apartados anteriores. Las propiedades mecánicas han sido generadas a través de ensayos en laboratorios trabajando conjuntamente con el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería y otros organismos.

Se ha de aclarar, que el programa solo considera los elementos constructivos embebidos dentro de un pórtico plano (pilares, vigas o muros) y que, a diferencia de la herramienta “muro de carga”, no es posible introducir huecos de ventanas ni puertas. Otra limitación importante sobre Cypecad es que no considera sismo vertical, respaldándose en la idea de que no es un factor determinante en la mayoría de casos (Pereiro Barceló, 2018).

Aunque se ha ido perfilando en sus sucesivas revisiones, es un software diseñado principalmente para obra nueva, es por ello que para

tener una visión más “completa” se recurre a comparar sus resultados con los arrojados por otro software de cálculo, en este caso Robot Structural Analysis.

Esta herramienta más versátil que la anterior “estructuralmente hablando” requiere de un mayor conocimiento sobre cómo funcionan los programas de cálculo, dónde se pueden hacer simplificaciones... y dónde no. Las comodidades brindadas por Cypecad aquí desaparecen, teniendo que crear cada uno de los materiales desde cero, homogeneizando secciones y un largo etc. El mallado de paneles se debe tratar con sumo cuidado según el resultado que se quiera obtener, al contrario que en Cypecad, que la genera él automáticamente.

Al igual que el anterior programa ofrece posibilidad de dimensionar tanto secciones de hormigón como metálicas y de madera, siendo su punto fuerte el cálculo de estructuras metálicas. Sin embargo, donde realmente destaca es en el fino análisis frente a sismo y viento que brinda respecto a otros softwares de cálculo del mercado.

Otro caso parecido a Robot Structural es Cype3D, ya que en ambos casos el modelo de cálculo es visualizado (barras y nudos), su principal diferencia con Cypecad es que en éste se introducen los elementos estructurales y automáticamente se añaden propiedades típicas de las estructuras de edificación (Coya Piñeiro & Romea, 2017).

En definitiva, el manejo de ambas herramientas cada cuál mejor que la otra en según qué aspecto resulta una tarea tediosa dada su alta complejidad y su acusada curva de aprendizaje, pero en definitiva gratificante (ver **Figura 37**).

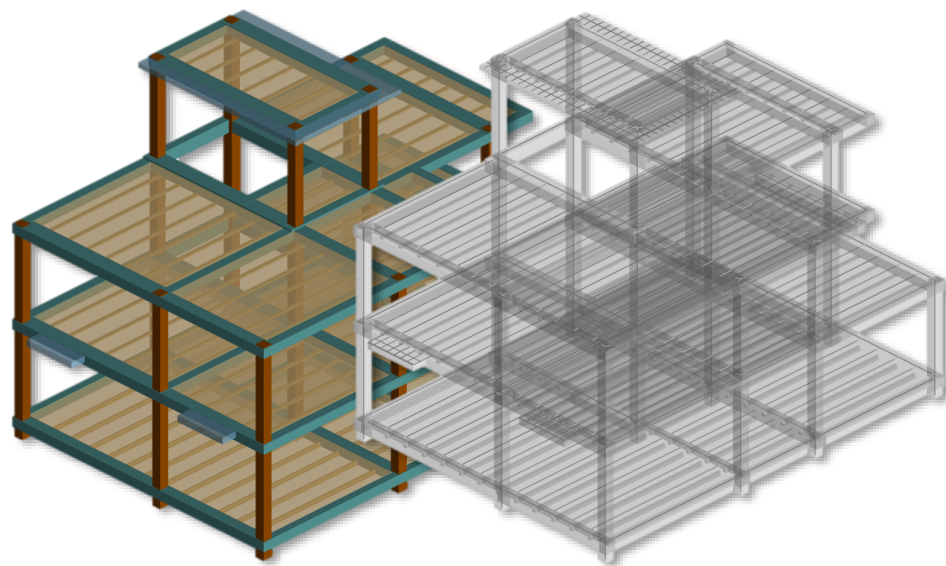


Figura 37. Modelo constructivo y analítico (Cypecad 2019.f).

Fuente: Elaboración propia.



2.4.3. EL CORRECTO MODELADO DEL CASO PRÁCTICO.

Con el fin de estudiar el comportamiento de los edificios frente a un terremoto de diseño definido según la NCSE-02, se comenzará por dimensionar el edificio de la *calle Sierpes* a efectos puramente estáticos.

Esto significa que se diseñará frente a cargas gravitatorias y variables incluyendo viento y nieve. Por el contrario, al aprobarse la primera normativa que contemplaba el sismo en 1963, no se tendrá en cuenta para el cálculo de la estructura del edificio.

De todas formas, al no conocerse con exactitud la fecha a la que pertenece el edificio, ni si éste posee algún tipo de elemento arriostrante (tipo contraviento), con el afán de encontrar la situación más favorable se definirán todas las uniones como rígidas siendo el acero S275 (equivalente al A42 de la época), y se utilizará la normativa actual del Código Técnico de la Edificación, que brindará mayores secciones de elementos proponiendo una estructura intraslacional. Eso sí, apurando el dimensionado entorno al 90% de solicitud de la sección (aprovechando el perfil prácticamente en su totalidad), tanto en vigas como en pilares^[13].

Como ya se ha mencionado, se podrá distinguir entre la fase de *dimensionado* y la fase de *análisis de comportamiento sísmico*, para ambas se emplearán ambos programas de cálculo, cotejando resultados y analizando cuánto difieren entre sí.

Con carácter general, la **metodología** de trabajo se dividirá por *etapas* que, a su vez, constarán de *apartados*; de **definición**, donde se explicará las características más relevantes a tener en cuenta que hayan influenciado el modelado, posteriormente se aclararán los valores de **cargas** considerados y en el último se compararán los resultados proporcionados por los programas en el punto de **comprobación**.

El caso del inmueble de la *calle Tetuán* es distinto al anterior, ya que, al haberse tenido acceso al proyecto integral de rehabilitación, no es necesario dimensionar ningún elemento y tras la **definición** de la estructura con las **cargas** consideradas en proyecto, directamente se **comprueban** los resultados sísmicos en los dos programas de cálculo. Las particularidades que presenta este edificio se comentarán en temas específicos.

En cuanto al modelado en el programa Robot Structural, se velará por el mallado de los distintos elementos en su totalidad, debido a que los resultados dependen principalmente del grado de “finura” de los

^[13] Nótese que se trata de un trabajo académico a nivel de grado donde lo que prima es la metodología, se trata de llegar a un resultado conceptual dentro de una lógica técnica, de nada sirve arrojar datos alarmistas. Véase futuras líneas de investigación.

elementos finitos (ver **Figura 38**). Tanto en Cypecad como en Robot Structural se homogeneizarán^[14] las secciones de pilares oportunas.

Siendo el objetivo fundamental el análisis sísmico, las deflexiones de paños de forjados pasan a un plano más secundario, siendo obviados siempre y cuando se corroboren que los esfuerzos generados en los elementos son al menos similares entre los programas.

Mención especial cabe hacerse sobre los forjados de ambos edificios; en Robot Structural se modelarán según elementos láminas (suficiente para obtener el comportamiento "sísmico") aunque podría haberse recurrido a modelar elemento por elemento, mientras que Cypecad sólo permite la opción de definirlos mediante barras.

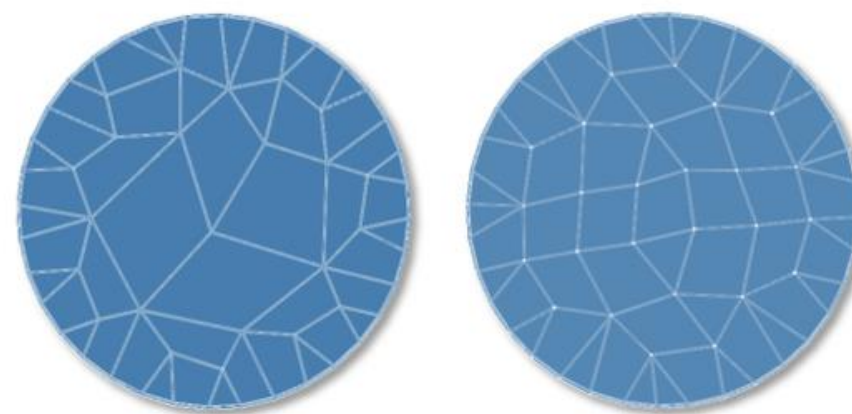


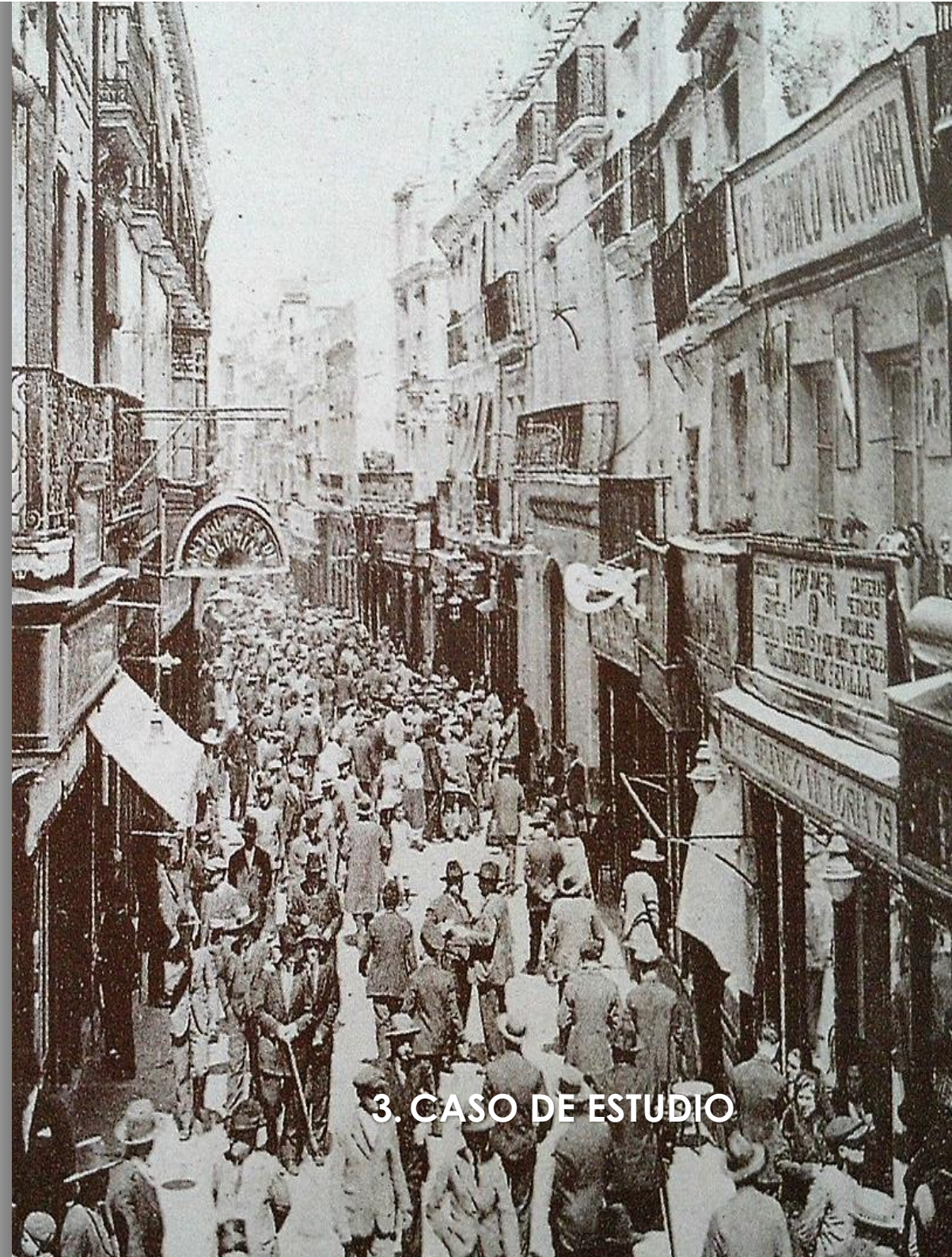
Figura 38. Discretización automática (izq.) y manual (der.).

Fuente: Elaboración propia. Generado por RSA.

^[14] La sección equivalente consiste en la "mezcla" de distintos tipos de materiales, por ejemplo, acero y hormigón, relacionando sus módulos de deformación, en uno sólo de mayor o menor área y densidad, que simule el comportamiento real de los materiales por separado.







3. CASO DE ESTUDIO

3.1. CONTEXTO SOCIO-CULTURAL.

En el sector "Encarnación-Magdalena" perteneciente al conjunto histórico de Sevilla y más concretamente al subsector de "El Duque-El Salvador" se ubica *la calle Sierpes*, peatonal, de configuración medianamente estrecha, relativamente rectilínea y larga, con unos trescientos ochenta y cinco metros de recorrido, en los cuales desembocan unas once calles y encontrándose delimitada por los espacios públicos de *la plaza de la Campana* al norte (conocida así desde 1666) y por la plaza más antigua de la ciudad (1248), actualmente conocida como *plaza de San Francisco*, al sur (ver **Figura 39**).

Según escriben Fermín Arana de Varflora, a finales del siglo XVIII, y Montoto Rautenstrauch (1982) en *La calle de las sierpes*, tras la reconquista se conoce como Espaderos por tener allí el hospital y la hermandad el gremio de los artesanos de estas armas blancas. Con el siglo XIII comienza a aparecer la designación de La Sierpe en las ordenanzas de la ciudad, recogida en la recopilación mandada a elaborar por los Reyes Católicos en 1519.

Los nombres Espaderos y de la Sierpe conviven durante algún tiempo, prevaleciendo éste último, para que en las últimas décadas del siglo XVIII se pluralice y finalmente durante el siglo XIX al igual que pasa con muchos otros topónimos pierda el artículo.

A priori puede llamar la atención que el nombre de Sierpes perdure

en una ciudad en la que los distintos personajes políticos y las modas han cambiado con bastante frecuencia las denominaciones de sus vías y plazas más importantes, no obstante, este no es un hecho aleatorio.

Realmente se desconoce de dónde proviene el nombre de La sierpe, la versión más vetusta es la proporcionada por Morales Padrón (1978) en *La historia de Sevilla de Luis de Peraza* (manuscrito de 1535), el cual atribuye al adorno de una quijada de serpiente colgado en cierta taberna situada en esa calle la razón de esta denominación. Incluso existen leyendas urbanas que relacionan las desapariciones de niños en el siglo XV con una supuesta serpiente que habitaba en las alcantarillas romanas de la misma o de cómo la retirada de la cruz de forja estaba relacionada con una de las mayores sequías que haya conocido la ciudad.

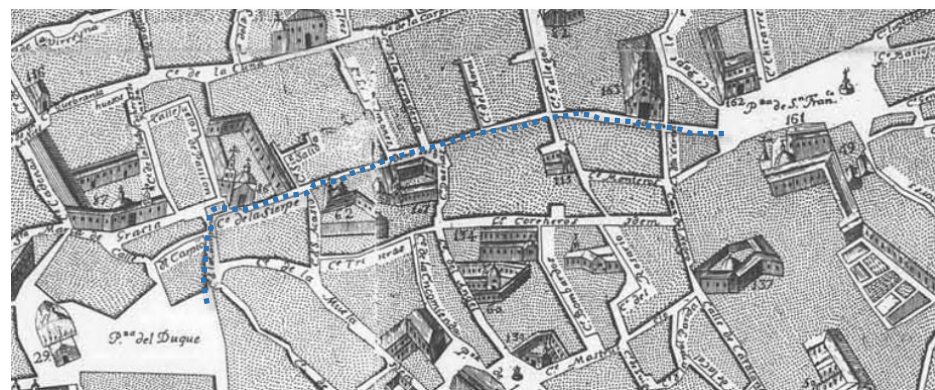


Figura 39. Calle Sierpes según Olavide (1771).

Fuente: <http://bibliotecadigital.rah.es/dgbrah/es/consulta/registro.cmd?id=12767>



De alguna forma, un aura de misticismo siempre ha envuelto a la calle, pero dejando al margen las leyendas, calle Sierpes ha sido anfitriona de acontecimientos emblemáticos (militares, públicos, religiosos...) no tan sólo a nivel nacional sino también a internacional.

Esta muy vinculada a la religión donde distintas instituciones monásticas se establecieron alrededor del siglo XVII (todas desaparecidas en el siglo XX), pero sobre todo está ligada a los acontecimientos públicos religiosos más notables de la ciudad como lo son el Corpus Christi, la más antigua de la ciudad (siglo XV), la Semana Santa que la convirtió en carrera oficial de sus desfiles cofrades hacia la catedral (principios del siglo XVII) y el paso de la Virgen de los Reyes por la plaza San Francisco, a los cuales asistían personalidades desde todos los lugares.

Sin embargo, el hito más llamativo fue el ocurrido en la Cárcel Real que data de 1569, situada entre los números 85 y 87 de Sierpes esquina con la calle Manuel Cortinas. Casualmente el penal albergó como preso a Miguel de Cervantes y Saavedra, un otoño de 1597, donde comenzó a gestar uno de los libros más influyentes de la literatura y universal "*El ingenioso hidalgo don Quijote de la Mancha*" (ver **Figura 40**).

Ciertamente la calle Sierpes siempre ha sido el eje del comercio de la ciudad, según en qué época con locales destinados a unas demandas u otras, un reflejo de lo que ocurría a mayor ámbito.

Según el paso de los años las actividades artesanales dieron lugar a otras puramente comerciales llegando a resaltar esta característica los viajeros europeos que, siendo atraídos por su tipismo y viveza, son los que más contribuyen a la fama universal de Sierpes a través de libros y memorias durante los primeros lustros del siglo XIX asemejándola con calles parisinas y londinenses.



Figura 40. Monumento a Miguel de Cervantes (c/Entrecárceles).

Fuente: https://archivos.wikanda.es/sevillapedia/Miguel_de_Cervantes1.jpg

Es en época más moderna, durante la transición entre los siglos XIX y XX, cuando alcanza su apogeo, convirtiéndose en uno de los espacios culturales y recreativos más populares de España, repleta de casinos, cafés, teatros, veladores... algunos de los cuales llegan hasta nuestros días (Ayuntamiento de Sevilla. Gerencia de Urbanismo, 1995), como puede ser el Centro Cultural de los Ejércitos (1881), o se han transformado en otro tipo de negocios como es el caso del antiguo Salón Imperial (1917) que actualmente es una Librería. En cualquiera de ellos se celebraban reuniones a las que asistían catedráticos, estudiantes, eruditos y personalidades de todo tipo en las que se trataban los temas de más importancia del momento.

Lo anteriormente expuesto queda evidenciado cuando se analiza la frecuente presencia, con tono romántico, que ha tenido siempre en la literatura por parte de escritores como Pío Baroja, Juan Ramón Jiménez y Camilo José Cela entre otros, que le han rendido culto en alguna ocasión a esta singularísima calle y a la cual el poeta sevillano Manuel Diez Crespo califica como "Calle Mayor de España".

En definitiva, la calle Sierpes y su importancia histórica es uno de los símbolos vivos de Sevilla que mayor interés sigue despertando hoy en día en las personas que visitan la ciudad y, por tanto, debería garantizarse una conservación y mantenimiento exhaustivos tanto de ésta como de los edificios que la conforman.

3.2. SEVILLA Y EL TERREMOTO DE LISBOA.

El famoso terremoto que devastó la ciudad de Lisboa el 1 de noviembre de 1755, provocó estragos y se percibió desde un extremo a otro de la península (Martínez Solares, 2001), hecho que se plasma en un plano de isosistas de la península ibérica (ver **Figura 41**). Reconocido como el mayor terremoto de Europa (del que se tenga constancia), ha sido objeto de numerosos estudios, centrándose uno de ellos en el caso de Sevilla (Gentil Govantes, 1983).

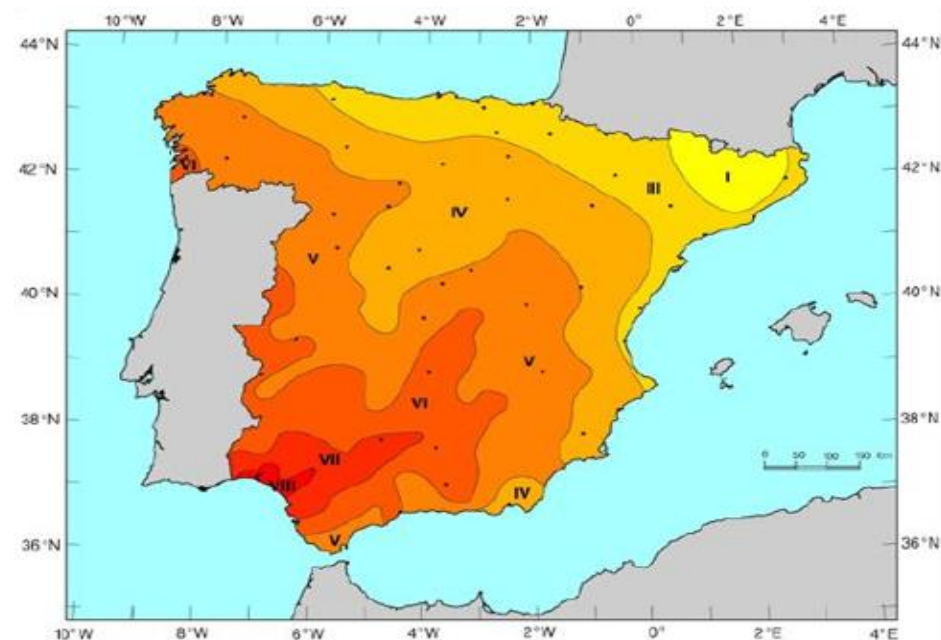


Figura 41. Mapa de Isosistas (terremoto de Lisboa).

Fuente:

<http://www.ign.es/web/resources/sismologia/publicaciones/EfectosEspanaterremotoLisboa.pdf>



Basado en el trabajo mencionado; de los diversos efectos negativos que produjo el terremoto sobre la ciudad sevillana se reflejarán los cuantiosos daños materiales que ocasionaron en los edificios.

Aunque prácticamente todos los edificios monumentales con carácter religioso se agrietaron (temiéndose incluso por la estabilidad de alguno de éstos), las lesiones en los edificios civiles variaban según las características constructivas de estos, influenciada en gran medida por la riqueza de los propietarios la cual quedaba denotada por los barrios donde estuviesen ubicados.

Siendo los más ricos los pertenecientes a la zona de El Salvador y la zona del centro “económico” y empobreciéndose conforme se alejan de éste por el norte de la ciudad.

Conociendo la tipología constructiva usual de la zona^[15]; a través de un estudio exhaustivo, se recopilaron y clasificaron por tipo los daños más comunes ocasionados por el sismo:

1. Precipitación de coronaciones: chimeneas, pretilas...
2. Elementos constructivos (muros, tabiques, citaras...).
3. Elementos estructurales (Pilares, vigas, escaleras...).

^[15] Ladrillo de barro cocido como elemento sustentante, forjado de madera y cimentaciones de ladrillo conformadas por cascotes con mortero de cal.

4. Plantas arruinadas.
5. Ruina total del edificio.

A priori se podría pensar que a mayor riqueza menores daños, pero curiosamente, esto no ocurre así (ver **Tabla 5**).

Se observa que las zonas que presentaban menos destrucción tenían las características de tratarse de caseríos amplios, bajos y distanciados por calles anchas mientras que las más destruidas eran casas amazotadas con edificios altos de mejor calidad constructiva.

Tabla 5. Daños conjunto histórico (terremoto de Lisboa).

Fuente: Elaboración propia. Basado en: (Gentil Govantes, 1983).

Barrio	Casas visitadas	Casas dañadas % del total					Sin daños
		1	2	3	4	5	
Santa Lucía	38	6 - 15,8%	35 - 92,0%	2 - 5,0%	1 - 2,6%	4 - 10,0%	-
San Julián	64	10 - 15,6%	56 - 87,5%	3 - 4,0%	4 - 6,0%	2 - 3,0%	-
Santa Marina	103	23 - 22,3%	41 - 39,8%	5 - 4,8%	10 - 9,7%	13 - 12,6%	-
San Román	176	33 - 18,7%	61 - 34,6%	6 - 3,0%	6 - 3,0%	3 - 1,5%	muchas
San Marcos	41	8 - 19,0%	32 - 78,0%	1 - 2,4%	2 - 5,0%	-	-
San Juan de la Palma	44	17 - 38,6%	16 - 36,4%	5 - 11,4%	1 - 2,2%	-	-
San Martín	193	90 - 46,0%	153 - 79,0%	13 - 6,7%	4 - 2,5%	8 - 5,0%	-
San Lorenzo	311	103 - 33,0%	232 - 74,0%	38 - 12,0%	12 - 3,8%	19 - 6,0%	-
San Pedro	49	17 - 34,7%	35 - 71,4%	4 - 8,1%	2 - 4,0%	1 - 2,0%	-
San Miguel	87	39 - 44,0%	53 - 57,0%	31 - 35,6%	3 - 3,4%	6 - 6,89%	-
Santiago	94	16 - 17,0%	38 - 40,0%	9 - 9,5%	4 - 4,2%	3 - 3,2%	-
San Ildefonso	82	44 - 53,0%	47 - 57,0%	12 - 14,0%	2 - 2,4%	7 - 8,5%	-
El Salvador	428	183 - 42,0%	252 - 59,0%	31 - 7,2%	18 - 4,2%	22 - 5,0%	-
Santa M ^a Magdalena	386	98 - 26,6%	281 - 76,0%	43 - 12,0%	5 - 1,9%	43 - 11,7%	-
San Esteban	90	37 - 41,0%	78 - 86,0%	11 - 10,2%	1 - 1,0%	1 - 1,0%	-
Santa M ^a La Mayor	842	242 - 28,7%	561 - 66,6%	109 - 12,9%	20 - 2,3%	63 - 7,4%	-
San Bartolomé	78	41 - 52,0%	42 - 53,0%	29 - 37,0%	1 - 1,0%	5 - 6,4%	-
Santa M ^a La Blanca	83	26 - 31,3%	21 - 25,0%	5 - 6,0%	-	4 - 4,8%	algunas
Santa Cruz	92	29 - 31,5%	59 - 64,0%	5 - 5,4%	-	4 - 4,3%	-
TOTAL	3281	1062 - 32,37%	2093 - 63,79%	362 - 11,03%	96 - 2,93%	208 - 6,34%	-

Como se explicaba en apartados anteriores los edificios altos poseen periodos más altos... lo que ratifica que el terremoto de Lisboa contuvo mayoritariamente bajas frecuencias.

La **Figura 42** evidencia de una manera más gráfica éste comportamiento, en ésta se reflejan los daños tipo 2 (en círculo) y los daños tipo 5.

Aunque este proyecto se focalizará en edificación civil, como complemento aparte cabe destacar que la real Alcázar y la torre del Oro sufrieron daños graves, resistiéndose también la Catedral.

El caso de estudio se centra en dos edificios pertenecientes en este caso al barrio de El Salvador, actualmente sector "Duque-Salvador", y como primera aproximación en base a los datos anteriores se puede contemplar cómo es una ubicación que presenta unos daños medio-altos generalizados, principalmente desprendimientos y rotura de muros.

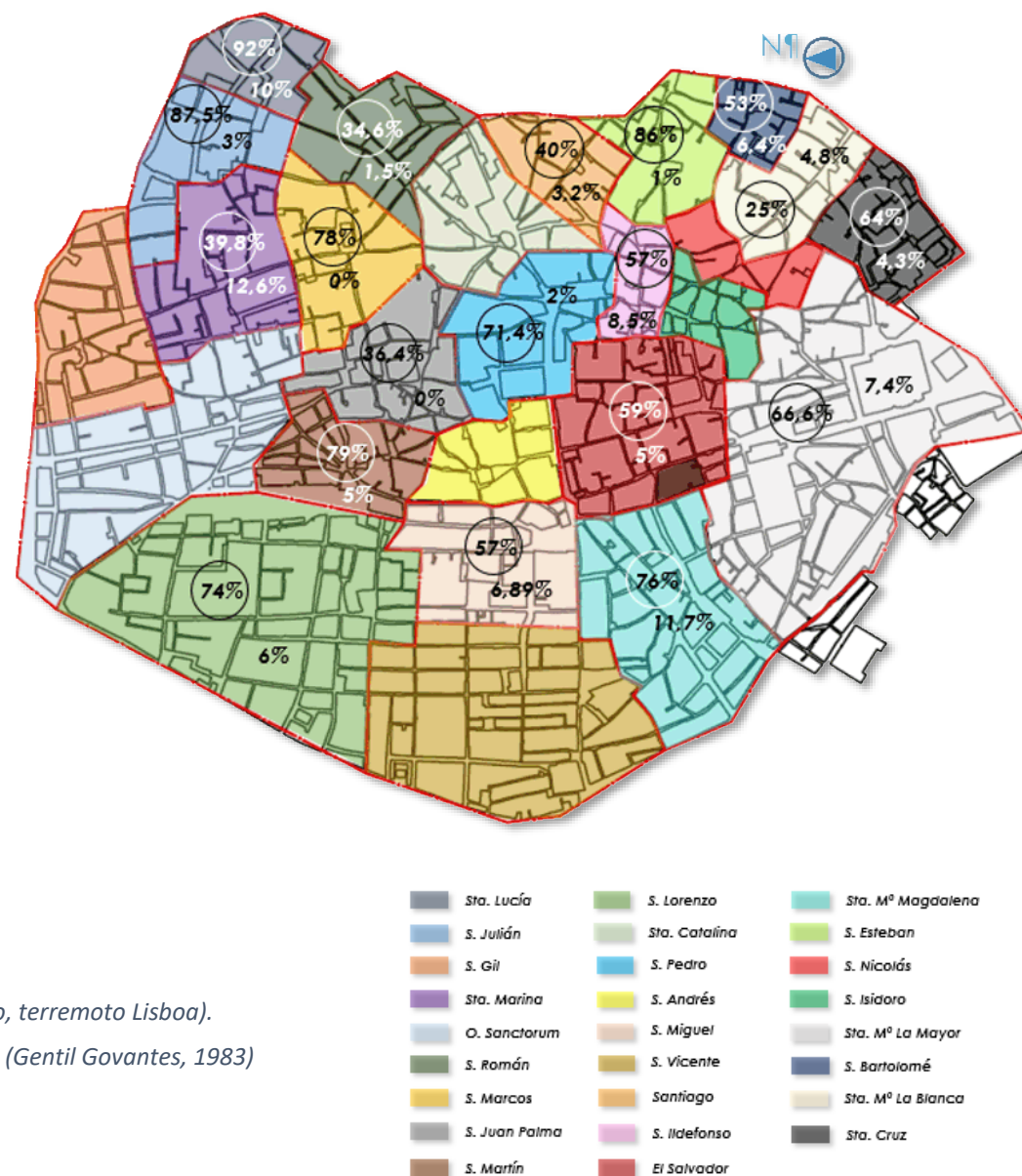


Figura 42. Daños por barrio (gráfico, terremoto Lisboa).

Fuente: Elaboración propia. Basado en: (Gentil Govantes, 1983)



3.3. GEOTÉCNIA DEL CONJUNTO HISTÓRICO.

Tal y como se explicó en temas anteriores, la gran influencia que tiene el terreno con respecto a los daños ocasionado por los terremotos hace que sea de recibo tratar de caracterizar éste lo mejor posible.

De una manera conceptual (Galán Huertos, Pérez Rodríguez, & Estevez, 1989) se puede distinguir el perfil estratigráfico de Sevilla en (ver **Figura 43**):

- Relleno antrópico.
- Arcilla.
- Limo o arena.
- Grava o zahorra.
- Marga azul.

Dada la imposibilidad de obtener un estudio geotécnico específico para la parcela en concreto, al tratarse de un trabajo puramente teórico se presupone suficiente el desarrollo de éste en base a la numerosa bibliografía existente al respecto.

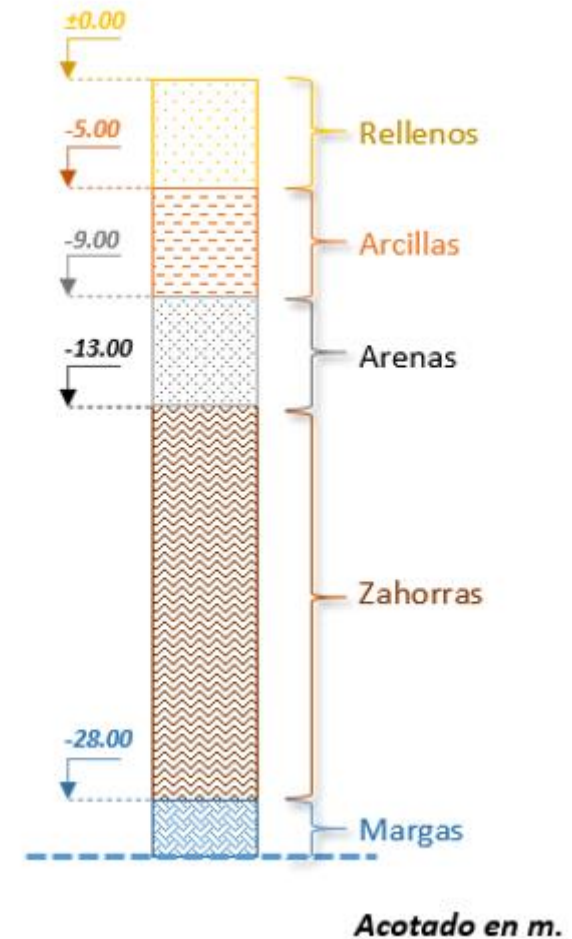


Figura 43. Estratigrafía del conjunto histórico.

Fuente: Elaboración propia. Basado en: cartografía del IGME

Siendo el principal respaldo el documento de Soler Arias, et al., (2005) *Protocolo de Intervención Técnica de Edificaciones (ITE)*, a modo de cotejo, se han estudiado otras fuentes tales como la web del Instituto Geológico y Minero Español (IGME) y diversas publicaciones relativas al terreno de Sevilla capital. Llegándose a detectar que antes del siglo IX existió un ramal natural del Guadalquivir que acometía en el conjunto urbano desde la Barqueta y atravesaba la Alameda de Hércules, pasando por Sierpes (ver **Figura 44**) hasta la cota del barrio de El Arenal donde conectaba de nuevo con el cauce principal, lo que explica el por qué existen patologías de origen hidrológico en la zona de estudio (Ayuntamiento de Sevilla. Gerencia de Urbanismo, 1995).

Se considera, por tanto, en el entorno de calle Sierpes; una potencia de rellenos antrópicos de 5 metros, seguida de otra de arcilla marrón y otra de limos arcillosos grises ambas de unos 4 metros, debajo de éstas aparece un mayor estrato de 15 metros con gravas, arenas y gravillas y a partir de ahí se encuentra la capa de margas azules. Es decir, las condiciones geotécnicas a efectos constructivos son mayoritariamente desfavorables; baja capacidad portante ($0,25-1 \text{ kg/cm}^2$) y nivel freático cerca (unos 3 m) por ejemplo, lleva a pensar que, si a efectos estáticos parece ser un terreno de por sí problemático, esta tendencia no mejorará a efectos dinámicos.

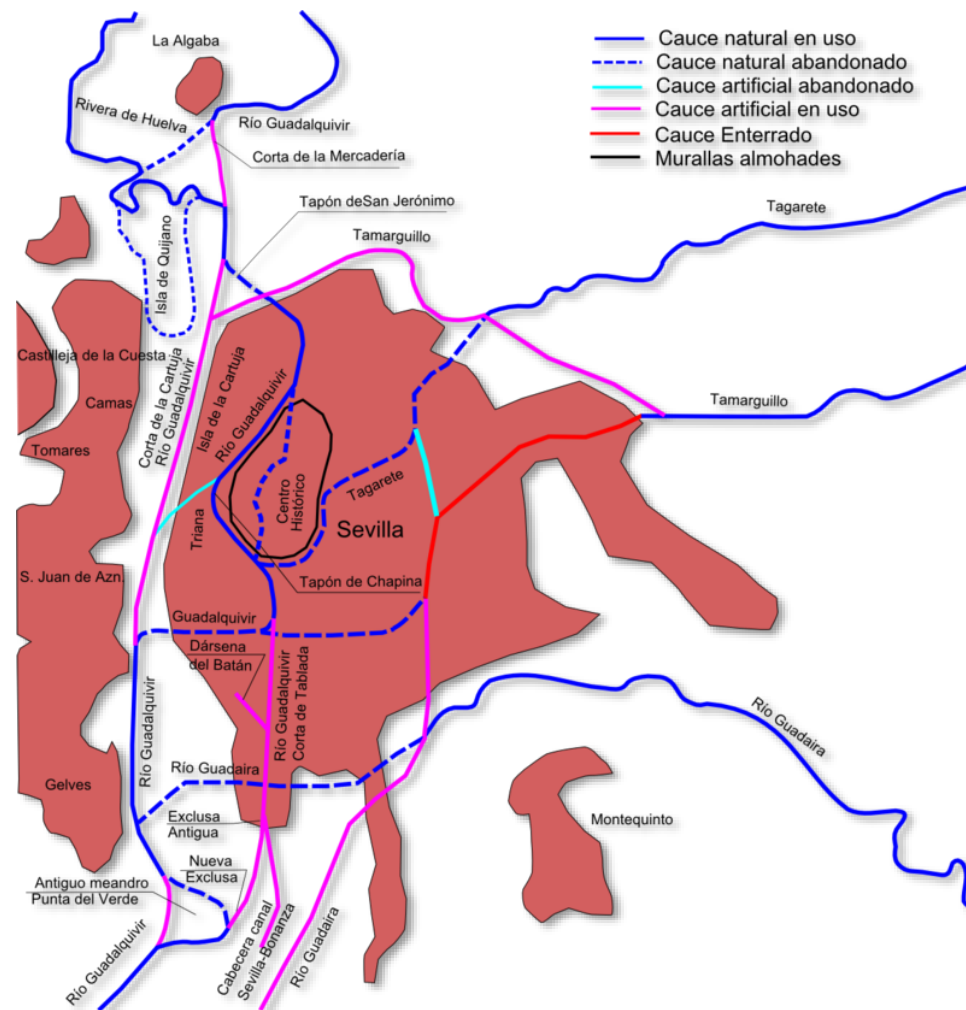


Figura 44. Evolución de los cauces en Sevilla.

Fuente:

https://es.wikipedia.org/wiki/D%C3%A1rsena_del_Guadalquivir#/media/File:R%C3%ADo_Guadalquivir_en_Sevilla_y_sus_cambios.png



3.4. CASO PRÁCTICO.

3.4.1. LOS EDIFICIOS (TETUÁN 7 Y SIERPES 48).

A continuación, se hará una breve reseña sobre los datos más importantes que envuelven a los edificios situados en el caso histórico de Sevilla (ver **Figura 45**). Cabe destacar que a cota de primera planta estos edificios quedan conectados, aunque al tener propietarios distintos no se puede circular entre ellos.

- El edificio de la calle **Tetuán** número 7.

El edificio número 7 de la calle Tetuán de estilo Barroco cuenta con planta baja más dos y data de 1785. Por aquellos entonces eran dos casas distintas, correspondiéndose la de mayor tamaño a la tipología edificatoria casa-patio sevillana tan característica. Contiene dos patios; el primero y de mayor dimensión se encuentra tras la primera crujía de fachada conformado por arcos y columnas en las dos plantas y está cubierto por una montera de cristal, mientras que el segundo aun siendo más pequeño alberga una fuente y se dispone tras la crujía trasera. Existían dos escaleras; en la crujía lateral derecha con acceso solo a planta primera y en el lateral izquierdo una de madera que comunica la planta baja con la segunda. La otra casa se adosa a la primera recién entrado el siglo XX, solo tiene un hueco de luz y una escalera en la segunda crujía paralela a fachada.

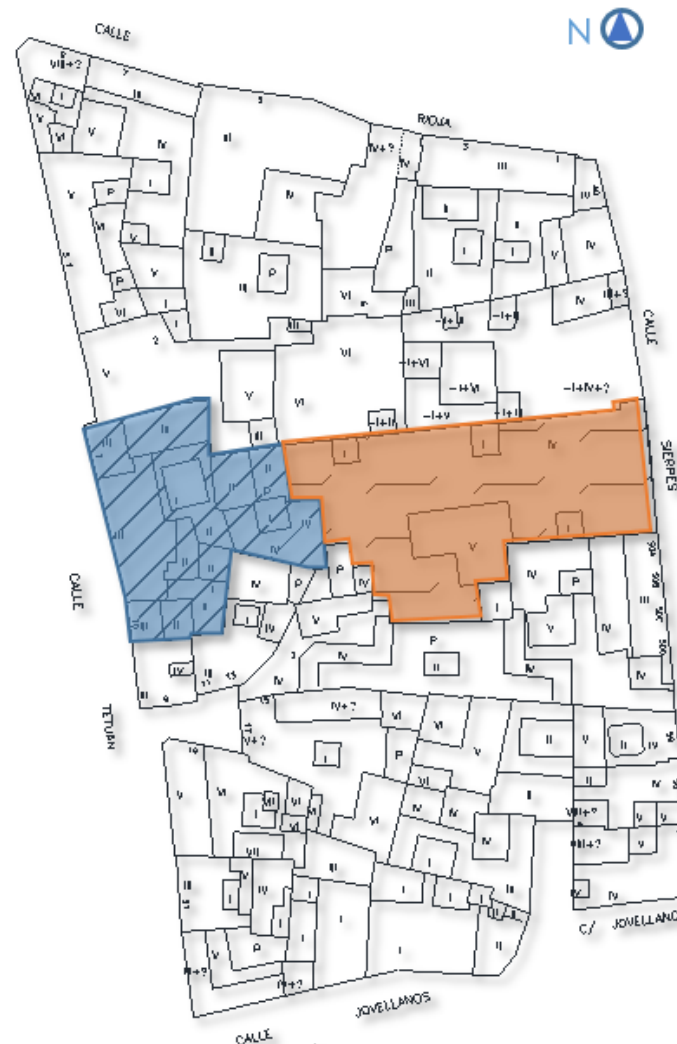


Figura 45. Disposición de los edificios en la manzana.

Fuente: <http://institucional.us.es/rrcartografia/>

El sistema resistente original del edificio está compuesto por entramados horizontales de madera que descansan sobre de muros de carga de fábrica cimentados sobre zapatas corridas.

La fachada actual, es fruto de una reforma en 1955, los huecos adintelados se correspondían con la puerta de entrada y los ventanales (de los distintos salones, despachos y bibliotecas) decorados con molduras sencillas (ver **Figura 46** y **Figura 47**). A nivel de planta primera existen cuatro balcones de hierro estando los del centro unidos, encerrando entre ellos un escudo de piedra tallado que hace referencia al Ateneo. En la planta superior los huecos tienen forma de arcos de medio punto adornados con pilastras y frisos de color ocre, sobre los que discurre la cornisa en la que se apoya el alero de la cubierta de tejas árabes (Pablo Romero de la Cámara, 1982).

Este inmueble está protegido por patrimonio con una catalogación parcial en grado 1, debido al valor histórico-etnológico que posee, ya que, durante todo el siglo XX fue la sede del excelentísimo Ateneo de Sevilla, una asociación que promovía la cultura y educación a través de charlas y conferencias. Acogió en varias ocasiones a personajes pertenecientes a la generación del 27 como Juan Ramón Jiménez además de otros tantos políticos influyentes como Pedro Rodríguez de la Borbolla (El Ateneo, 2011).

A día de hoy el uso que impera en el edificio es el de local comercial. En planta baja se sitúan varios locales pequeños

aprovechando las compartimentaciones, aunque prácticamente la totalidad del edificio pertenece a una única famosa cadena de tiendas.

La última reforma en 1999, efectuada por el arquitecto Rafael Cabanillas de la Torre, modifica ciertos paños de forjados reforzándolos mientras que otros simplemente los sustituye por forjados mixtos de chapa colaborante, introduciendo una estructura metálica sobre una losa de cimentación en la zona más afectada. Abre huecos de paso en los muros de carga reforzando pilares mediante zunchado con presillas, siempre teniendo en cuenta hacer las plantas lo más diáfanas posible. Sitúa en fachada una escalera metálica para comunicar la planta primera con la segunda (reservada como almacén) y otra de hormigón en la última crujía entre los patios para comunicar la planta de acceso con la primera. En un primer momento se proyecta una escalera mecánica, aunque no existe actualmente, probablemente con el ascensor subsanan los criterios de accesibilidad del local. En la planta de cubierta introduce un cerramiento por la parte interior del edificio, mientras que, el resto de particiones las soluciona mediante sistemas cartón-yeso.





Sin escala.

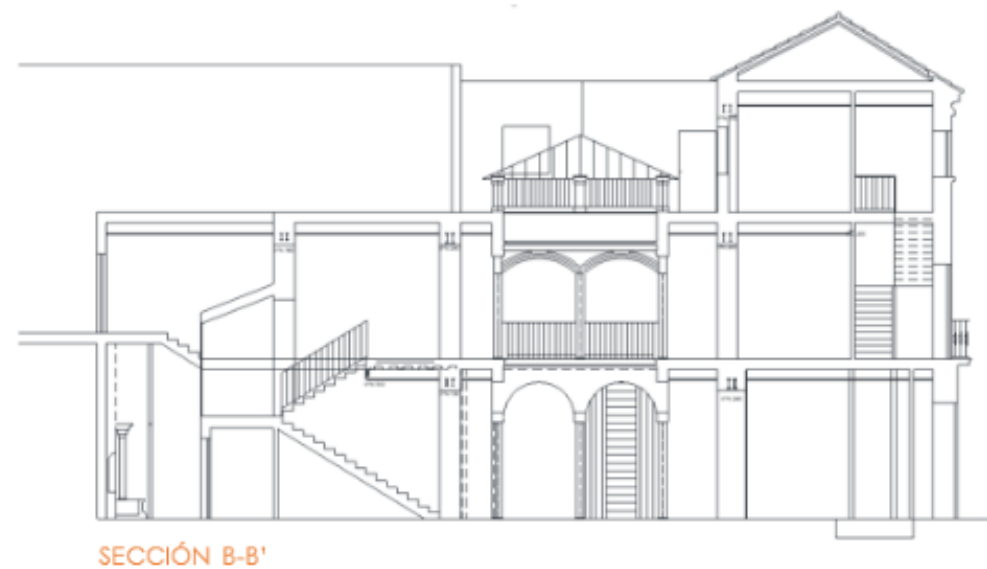
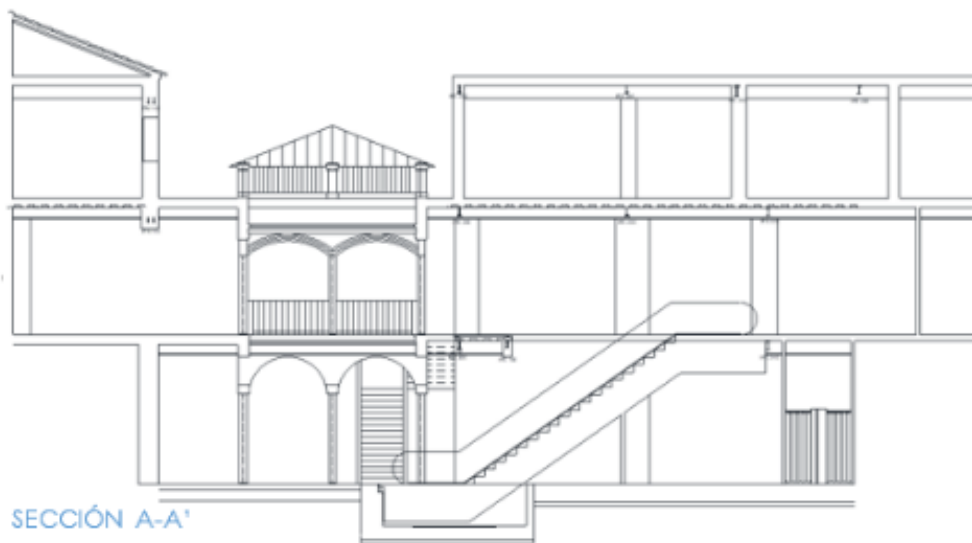


Figura 46. Delineación de Tetuán 7. Alzados y Secciones.

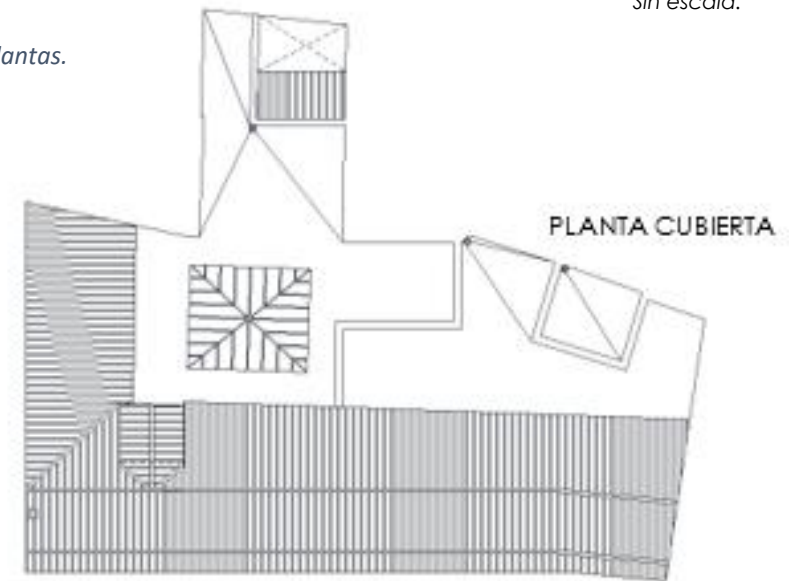
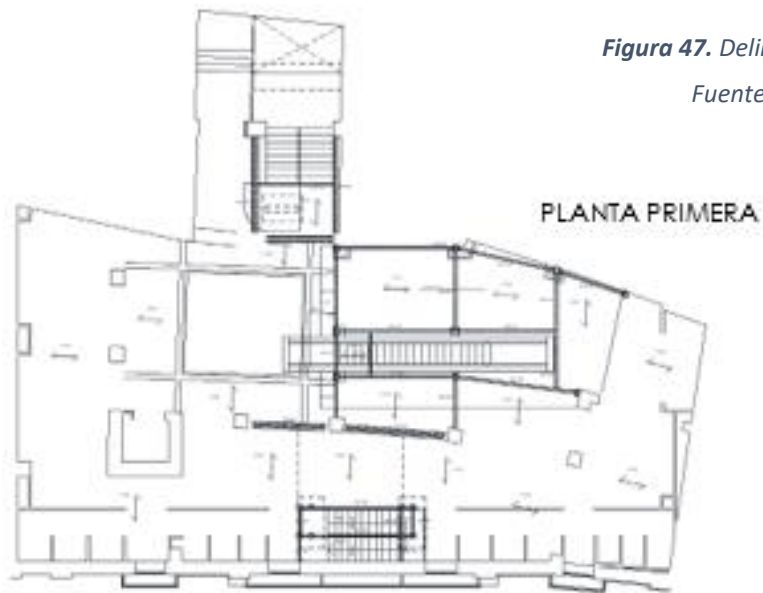
Fuente: Elaboración propia.



Sin escala.

Figura 47. Delineación de Tetuán 7. Plantas.

Fuente: Elaboración propia.



- El edificio de la calle **Sierpes** número **48**.

Poca información existe sobre el edificio número 48 de la calle Sierpes, según recoge el catastro data de 1970, sin embargo, las personas entrevistadas, propietarios del inmueble entre ellos, aseguran que el edificio es de alrededor del año 58.

Situando este edificio en esa fecha, como ya se comentó, una época post guerra donde se construía prácticamente nada, debía justificarse especialmente el uso del material acero.

El edificio desde su concepción fue destinado para usos de oficinas, albergando durante una etapa despachos propiedad de la junta de Andalucía.

Cuenta con planta baja más tres y castillete, la estructura (autárquica) está conformada principalmente por acero laminado, siendo vigas tipo IPN y pilares en cajón soldado (disposición reflejada en una reforma de 2002, ver **Figura 48** y **Figura 49**). Los forjados son unidireccionales de viguetas metálicas dispuestas a una distancia intereje de sesenta centímetros y entrevigado compuesto por bovedillas cerámicas. Su capa de compresión de hormigón de unos cuatro centímetros alberga en su interior un mallazo de reparto, cubriendo unas luces medias de entre 5,5 y 6 metros (Soler et al., 2005). La cimentación

en cambio se desconoce, pero se sospecha que pudiera ser por zapatas arriostradas. El hecho de conocer la cimentación concreta queda un poco de lado frente al cálculo sísmico, puesto que se suelen definir como vínculos rígidos, en posteriores apartados se comentará la incidencia de simularlas de tal modo.

Parte de esta información ha podido ser contrastada, gracias a la colaboración de operarios que trabajaban en la reforma de un local en planta baja que coincidieron con el autor de este proyecto durante una de las múltiples visitas al edificio, al igual que el hecho de suponer que los edificios se conectaban en el primer nivel (ver **Figura 50**).

Es una práctica frecuente que plantas en desuso queden relegadas a almacenes de documentos^[16] más parecidas a bibliotecas con estanterías repletas de papeles, en esta ocasión la planta reservada para esto es la tercera. La planta baja de este edificio está dividida en una galería que la atraviesa desde un extremo a otro y alrededor de ésta, se disponen distintos comercios con sus respectivos escaparates.

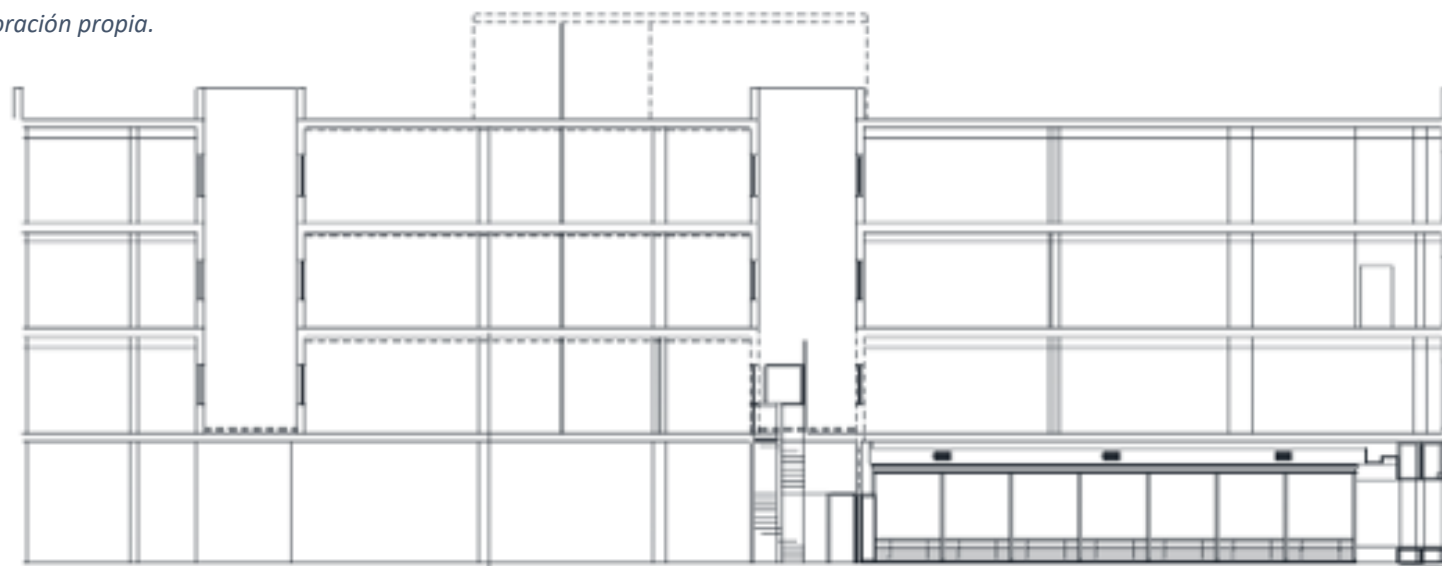
^[16] Información proporcionada por personal empleado del propio edificio.



Sin escala.

Figura 48. Delineación de Sierpes 48. Alzado y Sección.

Fuente: Elaboración propia.



SECCIÓN A-A'





PLANTA BAJA

PLANTA SEGUNDA

PLANTA PRIMERA

PLANTA TERCERA

Fuente: Elaboración propia.

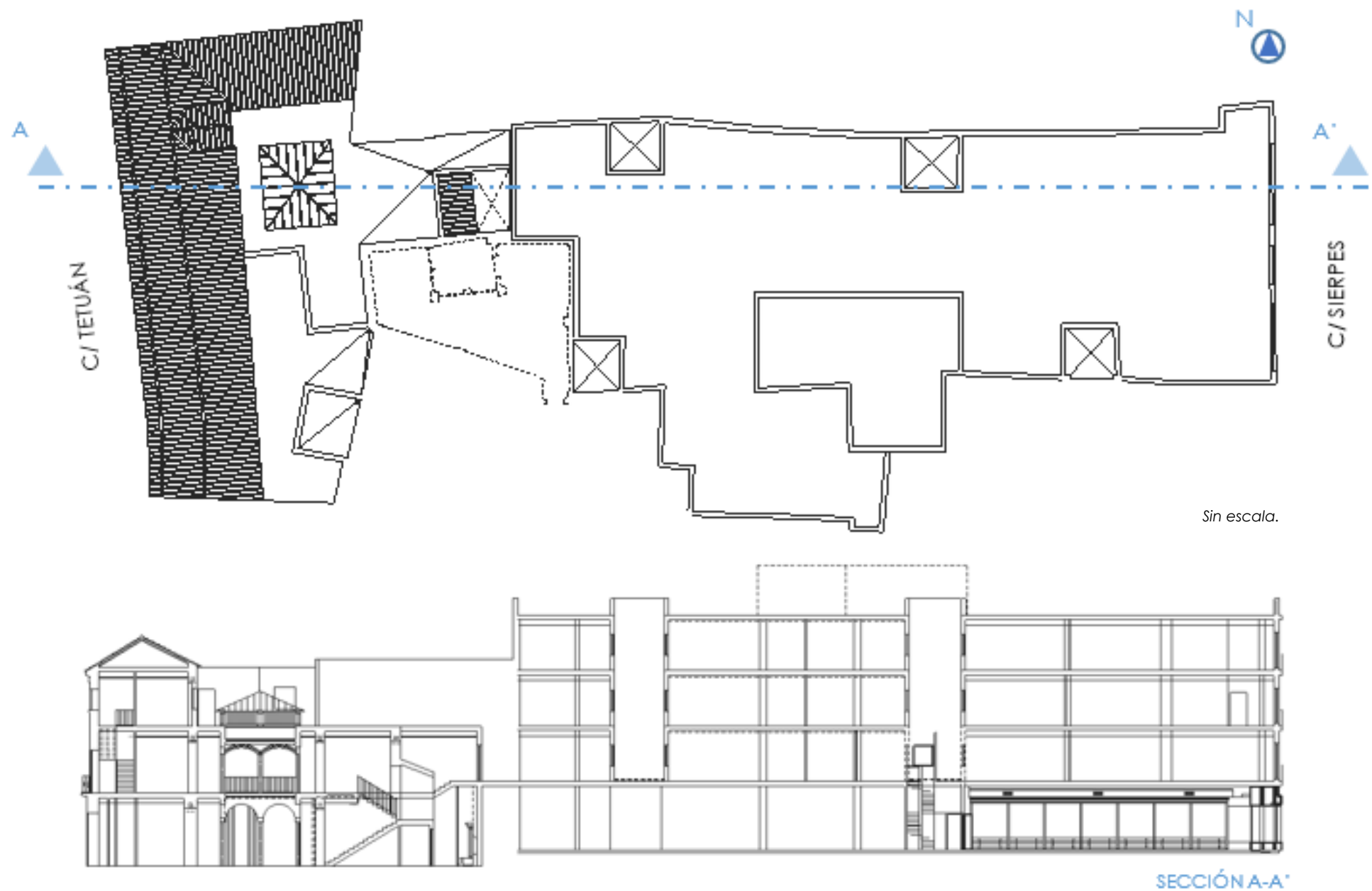


Figura 50. Delineación del conjunto Tetuán-Sierpes. Planta y Sección.

Fuente: Elaboración propia.



3.4.2. MODELO DE CÁLCULO DE LOS EDIFICIOS.

3.4.2.1. Sierpes 48 en Cypecad y Robot Structural Analysis.

Con los escasos conocimientos que se disponía del software y atendiendo a lo conocido con Cypecad, en un primer momento, se procedió a definir la estructura del edificio por completo en una única etapa.

Pronto se comprobó lo complejo que resultaba analizar el sistema dentro del propio software Robot Structural y se optó por elaborar una metodología de trabajo, la cual no era tan necesaria al utilizar la herramienta de Cype ingenieros.

Con una organización rígida se garantiza el correcto análisis y la cómoda corrección de errores que ofrece el programa. Esta comprendía varias etapas, empezando con el modelado más básico, poco a poco se fue desarrollando tanto en altura como en complejidad numérica. De esta manera se facilitaba la calibración del edificio entre los softwares de cálculo y se obtenía mejor comprensión sobre cómo funciona el sistema estructural.

Al ser Cypecad el "limitante" siempre se utiliza Robot en función de las condiciones del anterior, de esta forma, según los datos arrojados por los distintos softwares se podría discernir si existen procedimientos de cálculo diferentes entre ellos.

- **Primera etapa:** Definición de la estructura.

a) Cypecad.

La introducción de los elementos estructurales en el programa no tiene mayor misterio, las pequeñas consideraciones que se deben tener son por aspectos principalmente constructivos; definición de los forjados unidireccionales en la dirección de menor luz y de las vigas embrochadas que dan lugar a los patios de luces.

Se ha de tener en cuenta que Cypecad no permite la introducción de la escalera metálica, salvo que esta se integre a través del módulo de Cype3D (ver **Figura 51**). Por tanto, esta característica marcará el final de la primera etapa.

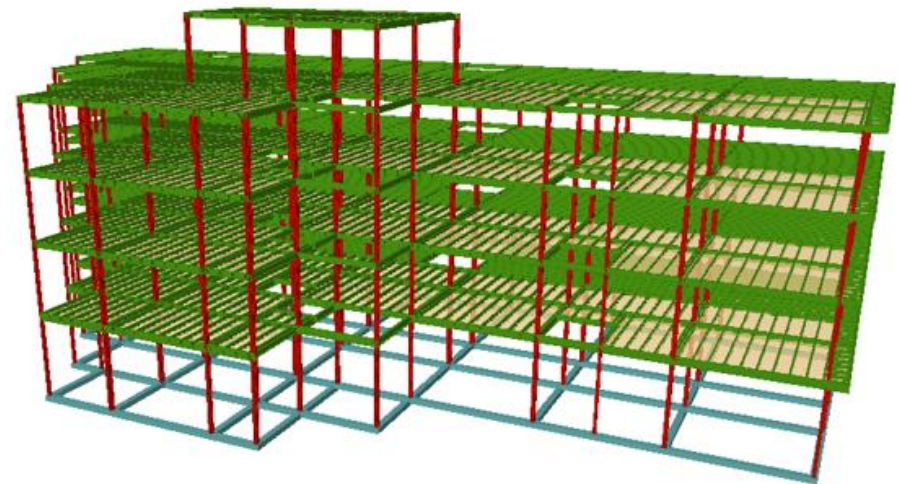


Figura 51. Estructura de Sierpes 48, Cypecad (sin escalera).

Fuente: Elaboración propia.

b) Robot Structural Analysis.

En este caso si se tendrá especial cuidado a la hora de definir las plantas ya que, si se obvia esta definición, en etapas posteriores resultará bastante complicado definir cargas y revisar esfuerzos en elementos concretos.

La diferencia más evidente entre los programas reside en la conformación de los paños de forjado, pudiéndose optar por dos vías; definiendo vigueta a vigueta con su separación de entrevigado o utilizando el asistente de láminas con el cual se pueden definir las características mecánicas y geométricas apropiadas. Por simple cuestión de rapidez, se opta por la segunda opción, eso sí, realizándole los ajustes adecuados al tratarse de un forjado que no está definido directamente en el software y comprobando siempre que la dirección de distribución de cargas es la correcta (ver **Figura 52**). A su vez se debe comprobar periódicamente el mallado de los paños de forjado realizado por Robot, puesto que tiende a discretizar erráticamente los elementos, se estima oportuno establecer cuadrículas de 0,50 x 0,50 m.

Las vinculaciones externas se fijarán como rígidas, hecho que suele ser apropiado cuando se tratan de zapatas, al igual que en este caso. Este procedimiento supone una reducción de los tiempos de cálculo, y además al tener en mente un futuro cálculo sísmico, minorará el desplazamiento.

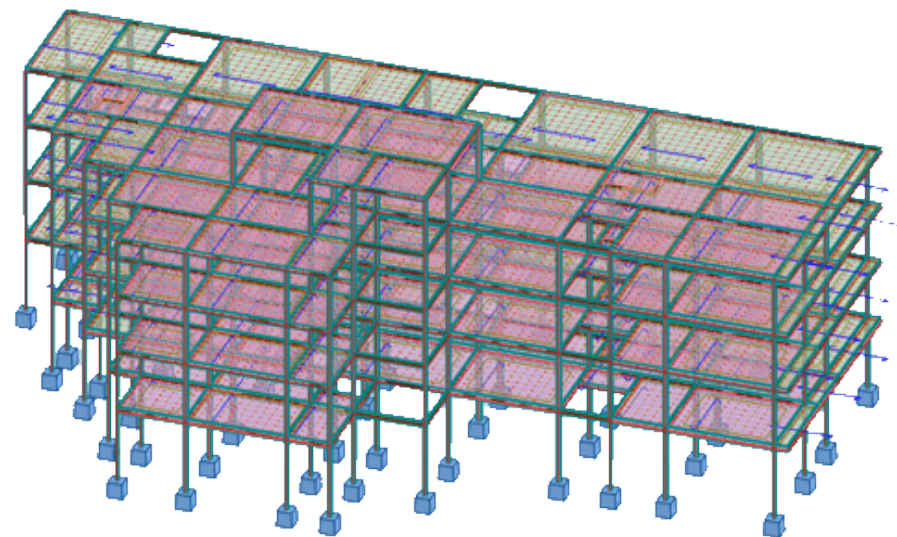


Figura 52. Estructura de Sierpes 48, RSA (sin escalera).

Fuente: Elaboración propia.



c) Valores adoptados para el cálculo.

Los programas generan automáticamente los pesos propios asociados a los elementos estructurales. Para el resto de elementos no estructurales se definirán según los que intervengan por planta, en el caso concreto de Robot se tendrá que añadir las cargas correspondientes a las bovedillas cerámicas. Estos valores han sido extraídos del anejo C del documento de acciones en la edificación CTE-DB-SE-AE.

- Para las plantas primera, segunda y tercera: (Solería) $1,5 \text{ kN/m}^2$ + (Tabiquería Ordinaria) $1,00 \text{ kN/m}^2$ + (Bovedilla cerámica) $0,40 \text{ kN/m}^2$ + (Falso Techo Escayola) $0,2 \text{ kN/m}^2 = 2,7 \text{ kN/m}^2$
- Para planta de cubierta y castillete: (Solería/cubierta plana) $1,5 \text{ kN/m}^2$ + (Bovedilla cerámica) $0,40 \text{ kN/m}^2$ + (Falso Techo Escayola) $0,2 \text{ kN/m}^2 = 1,7 \text{ kN/m}^2$
- Para cerramientos se aplicarán cargas lineales correspondientes para un espesor de $<25 \text{ cm} = 7 \text{ kN/m}$
- Para Pretiles (0,95 metros altura) se aplicarán cargas lineales correspondientes a: (1 pie Ladrillo perforado) $3,7 \text{ kN/m}^2$ + (Enfoscado por cara) $0,2 \text{ kN/m}^2 = 3,9 \text{ kN/m}$

En cuanto a las sobrecargas debidas al uso correspondiente se aplicarán:

- Q1 a zona administrativa Categoría B: 2 kN/m^2
- Q2 a cubierta Categoría G1 y F: 1 kN/m^2
- Nieve 1 kN/m^2

En zonas que sirven a escaleras se añadirá 1 kN/m^2 por posibilidad de aglomeración.

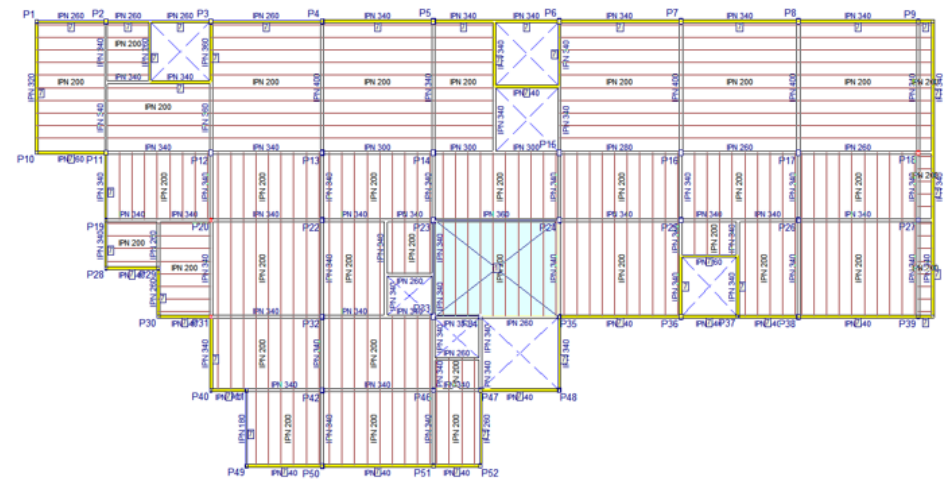


Figura 53. Ejemplo disposición de cargas en Cypecad.

Fuente: Elaboración propia.

El viento será introducido con el asistente de Cypecad el cual genera automáticamente los valores, en cambio en Robot Structural se recurrirá a un cálculo y reparto rígido aplicando vectores en los nodos pertenecientes a las alineaciones de pórticos convenientes.

Una vez introducidas y revisadas las cargas se procederá al dimensionado de la estructura usando ambos programas (ver **Figura 55**).

d) Comprobación de los modelos (calibración).

Ya calculados, se observa que las diferencias de dimensionado son prácticamente nulas y sólo se dan en casos puntuales, aunque sí que se realizan sucesivas iteraciones para conseguir el máximo aprovechamiento por parte de todos los perfiles, como ya se introdujo en el apartado de la metodología.

Se opta por igualar ambos modelos según el criterio de Robot Structural que demostraba ser más “pésimo”, aunque también hay que admitir que ha sido decisivo la fama que precede a este programa en cuanto a cálculo de estructuras metálicas se refiere.

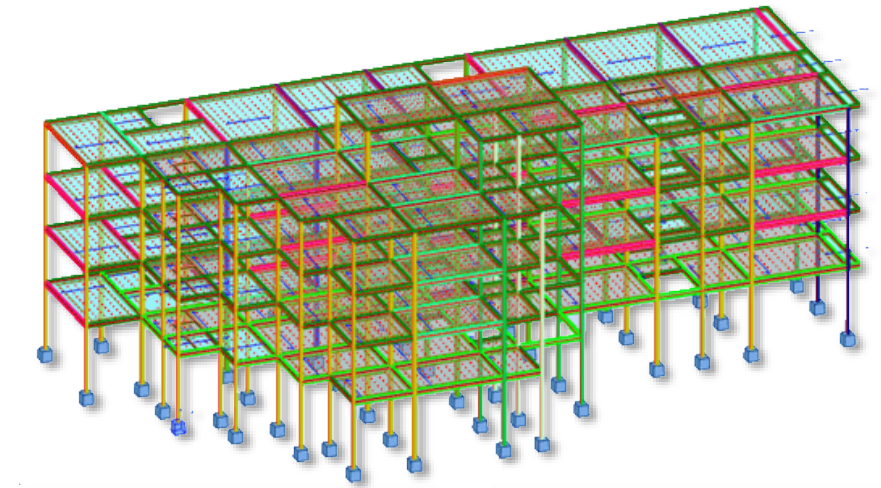
Para poder comprobar que los modelos no son muy diferentes entre sí, es decir que no se desvían a efectos numéricos, se recurre a la evaluación de los esfuerzos.

Prestando atención a las tablas (ver **Tabla 6**) se pueden observar pequeños desfases entre resultados, debidos en parte a la diferencia en el reparto de las cargas (elementos finitos y barras) y al modo de generar las cargas de viento, la concomitancia de acciones en alguna combinación... etc.

A efectos de lo que se pretende conseguir se observa que el reparto de esfuerzos es en esencia bastante similar teniendo desviaciones insignificantes.

Concluye la primera etapa de calibrado, llegando a la conclusión de que para este tipo de cálculo ambos softwares arrojan resultados bastante parejos, lo cual se sospechaba ya que los dos usan algoritmos matriciales similares para realizar sus cálculos internos (ver **Figura 54**).

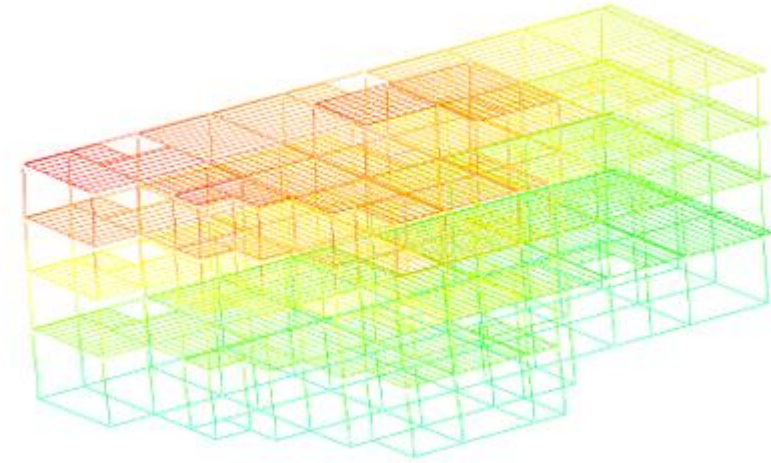




Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
569	2 UPN 240	ACERO A42	21.94	30.41	0.88	10 ELU /87/
600	2 UPN 280	ACERO A42	18.42	26.92	0.86	10 ELU /89/
614	2 UPN 160	ACERO A42	32.23	39.78	0.81	10 ELU /87/
621	2 UPN 160	ACERO A42	32.23	39.78	0.81	10 ELU /89/

Figura 55. Dimensionado de la estructura en RSA.

Fuente: Elaboración propia.


 Figura 54. Desplazamiento máx. para Viento en Y+
(15,7mm y 15,1mm en Cypecad y RSA)

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6. Ejemplo de esfuerzos s/ Cypecad y RSA.

Fuente: Elaboración Propia.

Valores para la combinación 1,35*PP+1,35*CM+1,05*Qa+1,5*V(+X)							
4º Planta	N (kN)	Qx (kN)	Qy (kN)	My (kN-m)	Mx (kN-m)	Situación	Software
Barra 5	67	0,72	22	38	-1,3	Nodo 4	RSA
	69	0,72	22	-32	1	Nodo 213	
Pilar 1	64	0,61	22	-33	-1	Cabeza	CYPE
	66	0,61	22	30	0,7	Arranque	
Valores para la hipótesis de Viento (+Y)							
1º Planta	N (kN)	Qx (kN)	Qy (kN)	My (kN-m)	Mx (kN-m)	Situación	Software
Barra 1111	11,3	0,41	4,2	7,45	-0,81	Nodo 127	RSA
	11,3	0,41	4,2	-9,25	0,84	Nodo 21	
Pilar 9	13,75	0,71	4,02	-6,41	-1,27	Cabeza	CYPE
	13,75	0,71	4,02	8,3	1,3	Arranque	

- **Segunda etapa:** Inserción de la escalera.

a) *Cypecad.*

Llegados a este punto se encuentra la primera gran limitación del programa, la generación de una escalera metálica. Cypecad está pensado para estructuras de hormigón principalmente, habiéndose implementado la opción de introducir vigas de otros materiales hace relativamente poco.

Existen dos posibilidades; introducir las cargas equivalentes de la escalera al forjado en sus desembarcos (método por el que no se consideraría el posible aporte de rigidez al edificio) o definir la escalera en el módulo de Cype3D y luego importarla a Cypecad generando sus conexiones pertinentes pudiendo estudiar la modificación que sufre la estructura principal.

Se optará por la segunda opción, ya que, nuestro estudio pretende tener en cuenta el mayor número posible de elementos que aporten rigidez al sistema (ver **Figura 56**).

El módulo de Cype3D es un programa de cálculo estructural más genérico y parecido a Robot, lo que conlleva otra metodología más de trabajo a aprender.

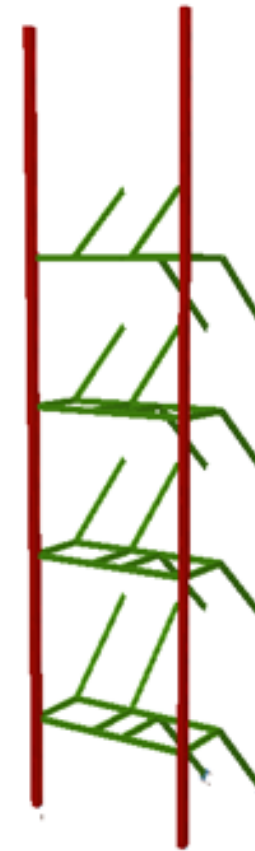


Figura 56. Módulo de escalera cype3D.

Fuente: Elaboración propia.



b) *Robot Structural Analysis.*

Pudiendo definirse toda la estructura en conjunto, con el objetivo de volver a comprobar que ambos programas operan de forma similar, se crea un modelo de escalera aparte (ver **Figura 57**).

c) *Valores adoptados para el cálculo.*

Para el dimensionado de la escalera se han considerado actuantes las siguientes cargas:

- Escaleras: $2,16 \text{ kN/m}^2$ (Solería y formación de peldaños) + $0,2 \text{ kN/m}^2$ (Enlucido) = $2,36 \text{ kN/m}^2$. En proyección horizontal: $2,36 \text{ kN/m}^2 / \cos(35^\circ) = 2,88 \text{ kN/m}^2$

En cuanto a las sobrecargas de uso se aplicarán las correspondientes a:

- Q1 a zona administrativa Categoría B: $2 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2$ (aglomeración) = 3 kN/m^2

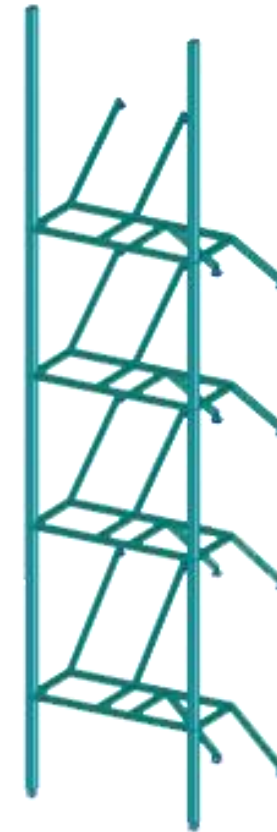


Figura 57. Módulo de escalera RSA.

Fuente: Elaboración propia.

d) Comprobación de los modelos (calibración).

El dimensionado efectuado por sendos programas es prácticamente idéntico incluso los porcentajes de aprovechamiento asignado a las barras (ver **Figura 58**).

Aun así, en este caso si se sobredimensionará la escalera, colocando en las zancas de escalera perfiles IPN 160, recurriendo al mismo concepto sobre la posible existencia de elementos rigidizantes embebidas en la estructura del edificio.

Teniendo estas consideraciones se importará desde Cypecad el modelo de Cype3D, verificando y haciendo las modificaciones oportunas quedando definido el “esqueleto” del edificio en su totalidad.

En cambio, en Robot se deberán definir desde cero los perfiles pertenecientes a la escalera puesto que no existe una opción de importar o “copiar-pegar” que integre directamente la escalera (ver **Figura 59**).

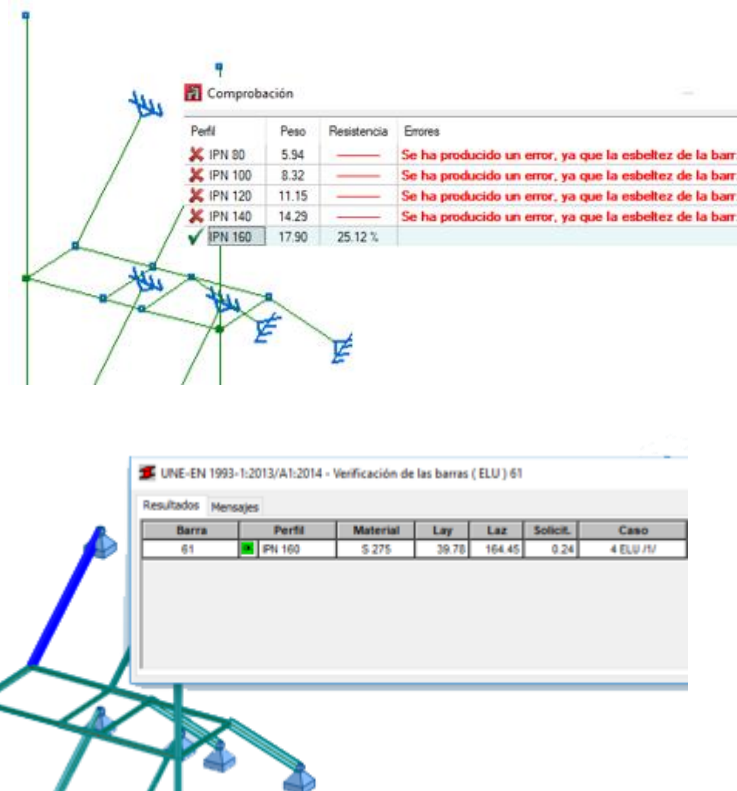


Figura 58. Comprobación de zancas de escalera entre programas.

Fuente: Elaboración propia.



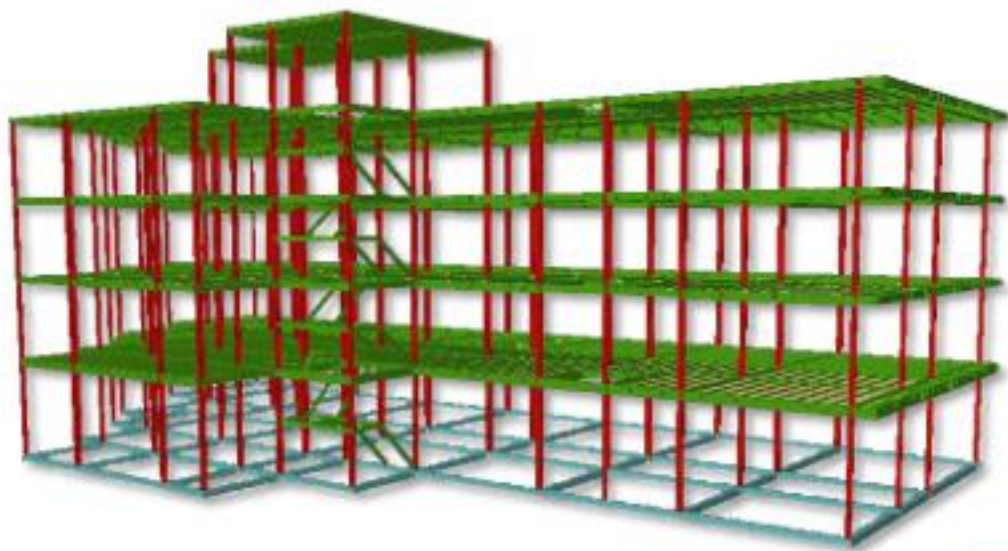
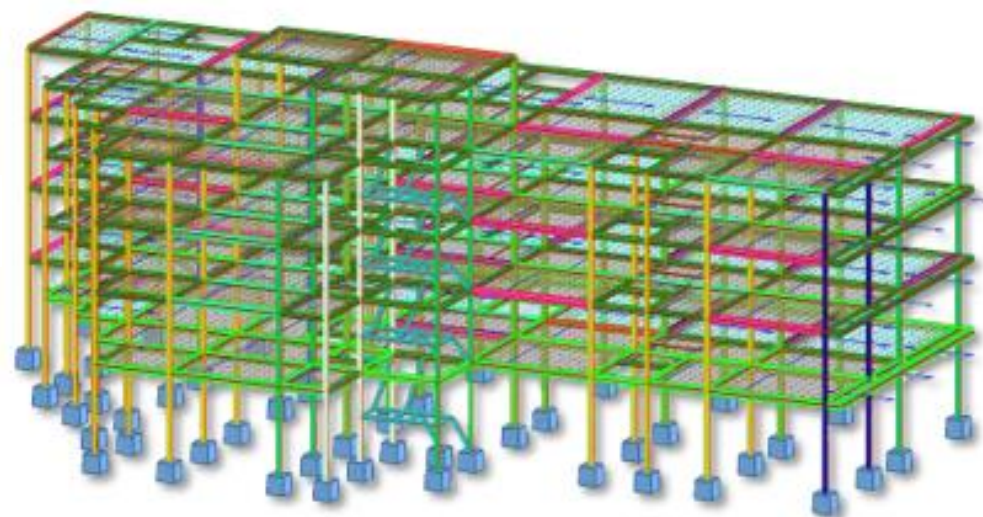


Figura 59. Integración de la escalera en los distintos programas.

Fuente. Elaboración propia.



- **Tercera etapa:** Comprobaciones sísmicas (A).

A partir de este punto se comprobará el comportamiento del edificio frente al terremoto de diseño definido por la NCSE-02 para el caso de Sevilla.

a) *Valores adoptados para el cálculo.*

En esta ocasión se presentarán antes los valores adoptados para el cálculo, porque será a raíz de estos que se analizarán los desplazamientos, frecuencias y rotaciones sufridas por los modelos.

Primeramente, se definirán los valores de aceleración básica y contribución sísmica, relativas a la ciudad de Sevilla, estos son: 0,07g y 1,1 respectivamente.

Para atender más fehacientemente a la situación concreta del edificio se designará el coeficiente de terreno según los valores del terreno definido para la zona de estudio del casco histórico, resultando:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} = \frac{2 \cdot 5m + 2 \cdot 4m + 1,6 \cdot 4m + 15m \cdot 1,3 \cdot 2m}{30} = 1.55$$

Al tratarse de un edificio de acero sobre el que no recae responsabilidad de atención en caso de sismo se definirá $p = 1$, la ductilidad a considerar será $\mu = 2$ y un amortiguamiento por compartimentación del 5%, mientras que la sobrecarga de uso contribuirá solo al 60% por tratarse de oficinas.

b) *Cypecad.*

Una vez introducidos los datos según la interfaz de Cypecad, se procede a la lectura de los desplazamientos máximos, dónde se dan, los periodos que movilizan las mayores masas y como contribuyen a las rotaciones (ver **Figura 60**).

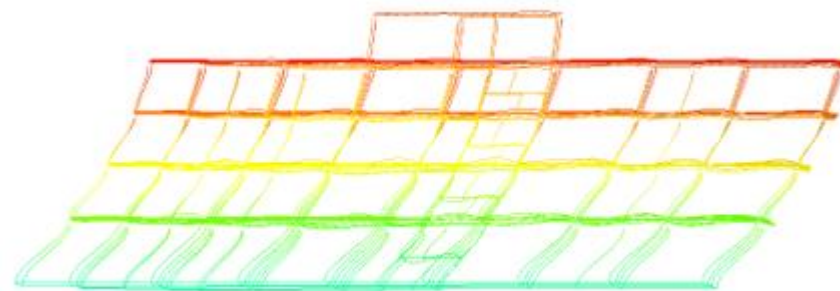


Figura 60. Modo de vibración fundamental en X.

Fuente: Elaboración propia.



En la **Tabla 7** se puede observar como los modos que mayor masa movilizan son los números 1 y 3, en torno al 90%. Tienen unos periodos de 1,63 y 1,27 s, es decir, una frecuencia aproximada de 0,61 y 0,78 Hz, lo que indica que se trata de una estructura muy flexible, como se podía intuir.

Lo anterior, representado en un espectro para las condiciones queda según la **Figura 61**.

Se observa claramente como las amplificaciones de las aceleraciones son insignificantes gracias a encontrarse en una zona del espectro donde los esfuerzos que le corresponden son mínimos. Numéricamente hablando, el cortante basal que reciben los pilares ronda valores entre 950-1250 kN.

Por último, los desplazamientos locales sufridos por los pilares de este edificio deberían tener, según la norma UNE EN 1998 1-2011, una relación de 1/100 de la altura para no afectar a las particiones más frágiles. Esto se verifica al situarse la distorsión máxima, en la planta baja (Pilar 4), en 1/109.

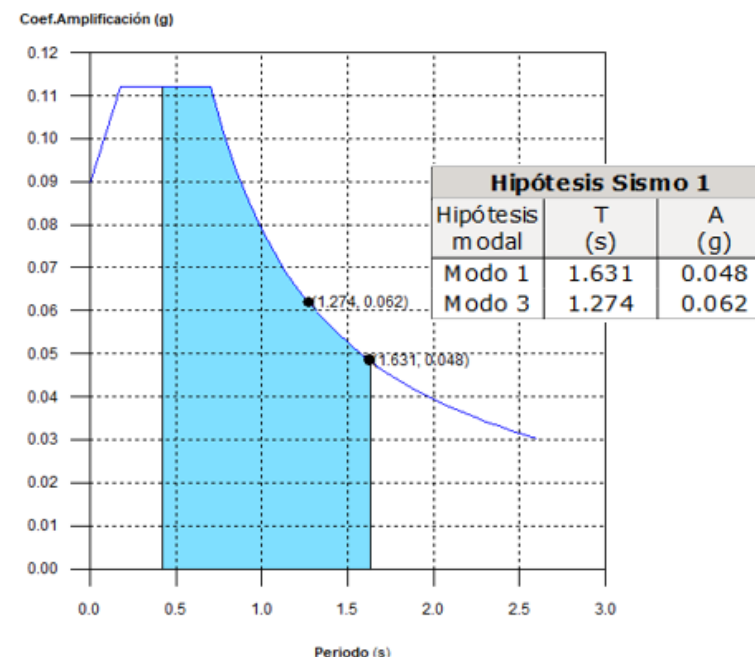


Figura 61. Aceleraciones asociadas a los modos principales.

Fuente: Listados de Cypecad.

Modo	T	L _x	L _y	L _{oz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	1.631	0.4126	0.0009	0.9109	88.73 %	0 %	R = 2 A = 0.474 m/s ² D = 31.9766 mm	R = 2 A = 0.474 m/s ² D = 31.9766 mm
Modo 2	1.380	0.0131	0.012	0.9999	2.6 %	0.05 %	R = 2 A = 0.561 m/s ² D = 27.0562 mm	R = 2 A = 0.561 m/s ² D = 27.0562 mm
Modo 3	1.274	0.0018	0.9637	0.2669	0 %	89.52 %	R = 2 A = 0.607 m/s ² D = 24.974 mm	R = 2 A = 0.607 m/s ² D = 24.974 mm
Modo 4	0.532	0.4226	0.0012	0.9063	7.04 %	0 %	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 7.87591 mm	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 7.87591 mm
Modo 5	0.451	0.0086	0.0024	1	0.09 %	0.01 %	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 5.6693 mm	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 5.6693 mm
Modo 6	0.419	0.0007	0.9963	0.0865	0 %	8.24 %	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 4.89255 mm	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 4.89255 mm
Total					98.46 %	97.82 %		

Tabla 7. Movilización másica del edificio.

Fuente: Listados de Cypecad.

c) Robot Structural Analysis.

Conformado el modelo e introducido los datos relativos al sismo en el programa Robot, se procede al análisis dinámico del mismo, siendo necesario cierto conocimiento del software para poder realizar una efectiva interpretación de los datos.

En esta ocasión los resultados proporcionados se pueden observar en la **Tabla 8**. Se comprueba que los modos que mayor masa ponen en movimiento son el primero en dirección X y el tercero estudiando la dirección Y, rondando ambos el valor de 90%. Robot brinda la posibilidad de visualizar al mismo tiempo la frecuencia y el periodo de todos los modos analizados y estos son coherentes con los valores representados en el espectro de diseño (ver **Figura 62**).

En cambio, para estudiar las fuerzas de cortante que actúan sobre la estructura habrá que analizar la **Tabla 9**, donde se recogen los valores totales de cada hipótesis sísmica.

En última instancia se chequean los desplazamientos generados (ver **Tabla 10**). Según los resultados obtenidos, hay que matizar que deben ser mayorados por el coeficiente de ductilidad (en este caso 2) de forma que, atendiendo al desplazamiento relativo (máximo), en esta ocasión no se verifica la limitación normativa 1/100. Es decir, los desplazamientos de la estructura serían excesivos y perjudicarían a las particiones de cerámica.

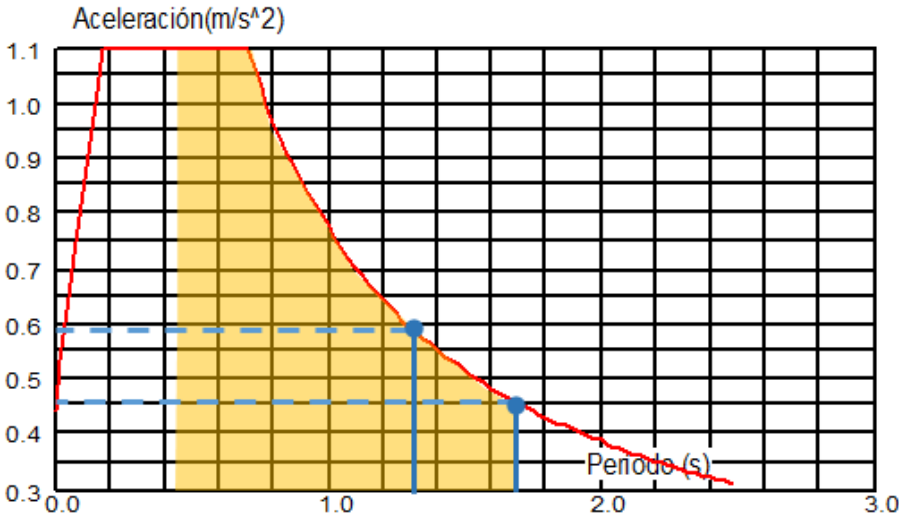


Figura 62. Aceleraciones asociadas a los modos principales.

Fuente: Listados de RSA.

Tabla 8. Movilización másica del edificio.

Fuente: Listados de RSA.

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
14/ 1	0,59	1,70	89,84	0,01	0,00	89,84	0,01
14/ 2	0,70	1,42	91,74	0,63	0,00	1,90	0,62
14/ 3	0,77	1,29	91,74	90,15	0,00	0,00	89,52
14/ 4	1,79	0,56	98,51	90,15	0,00	6,77	0,00
14/ 5	2,15	0,47	98,58	90,19	0,00	0,07	0,04
14/ 6	2,34	0,43	98,58	98,00	0,00	0,00	7,81



d) Comprobación de los modelos (calibración).

Se ha podido observar como aún bajo los condicionantes inherentes a la forma de trabajo de cada programa, se ha conseguido un grado de similitud bastante alto (ver **Figura 63**), entre los distintos tipos de resultados.

La única excepción encontrada en los desplazamientos, operación que efectúa tomando valores de referencia a ejes, mientras que Cypecad la realiza teniendo en cuenta la altura libre entre plantas.

Tabla 9. Valores de cortante más significativos.

Fuente: Listados de RSA.

Planta	FX (kN)	FY (kN)
5	35,5215	49,6105
4	333,2382	426,9094
3	599,6070	784,5371
2	792,0729	1047,9958
1	938,9599	1225,6914

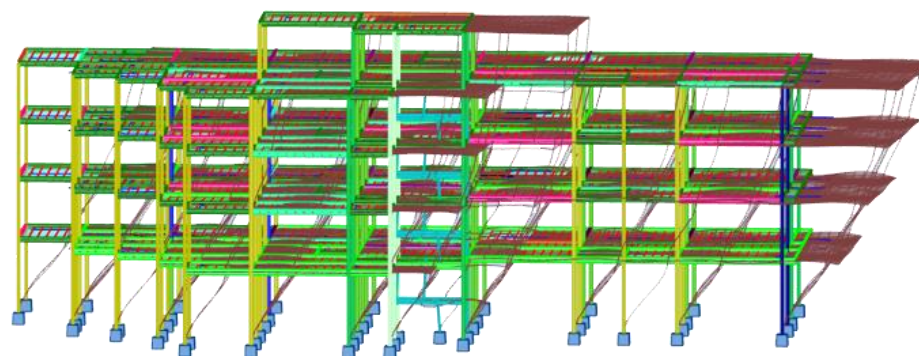
Tabla 10. Desplazamientos relativos y máximos.

Fuente: Listados de RSA.

Caso/Planta	dr UX (cm)	dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)
14/ 5	0,01088	-0,35659	4,19305	0,54659
14/ 4	0,42725	0,05285	4,45358	1,34451
14/ 3	0,79542	0,11380	3,98058	1,19994
14/ 2	1,13369	0,15656	3,09956	0,91615
14/ 1	1,71130	0,20468	1,84660	0,51289

Figura 63. Modo de vibración fundamental en X.

Fuente: Elaboración propia.



- **Tercera etapa:** Comprobaciones sísmicas (B).

Una vez analizada y comprobada la estructura “desnuda” se procederá al estudio de esta con la inclusión de los elementos constructivos.

Pero antes se debe de hacer un inciso relativo a las compatibilidades del programa Cypecad con Cype3D.

En fases anteriores se introdujo una escalera metálica a través de la opción implementada en Cypecad, pero se comprueba que para esta etapa resulta imposible definir elementos constructivos en dicha zona. Por lo que se procederá a analizar la contribución que ofrece dicha escalera a la rigidez global, para poder estudiar la viabilidad de prescindir de ésta, ya que, muchos técnicos sabidos del tema^[17] suelen comentar que ciertas tipologías de escaleras no aportan rigidez significativa.

Se emplearán los modelos anteriormente creados por lo que los datos hasta este punto seguirán siendo los mismos.

a) *Cypecad.*

Teniendo presente los datos y los resultados de la fase anterior, se

someterá a un análisis modal-espectral el modelo referente a la primera etapa, el cual no poseía escalera aún.

Al incluir el núcleo de escaleras, el centro de rigideces sufre un importante desplazamiento quedando encerrado en el ámbito de las escaleras (ver **Figura 64**). Esta situación, sin embargo, no genera esfuerzos adicionales respecto a la situación desconsiderando la escalera.

Los datos aportados por la **Tabla 11** ponen de manifiesto, que efectivamente la escalera rigidiza, pero es una contribución mínima. Los modos 1 y 3 siguen siendo los predominantes, variando tan solo el tercer decimal de su periodo, mientras que sus respectivas masas movilizadas se alteran aproximadamente un 0,3%.

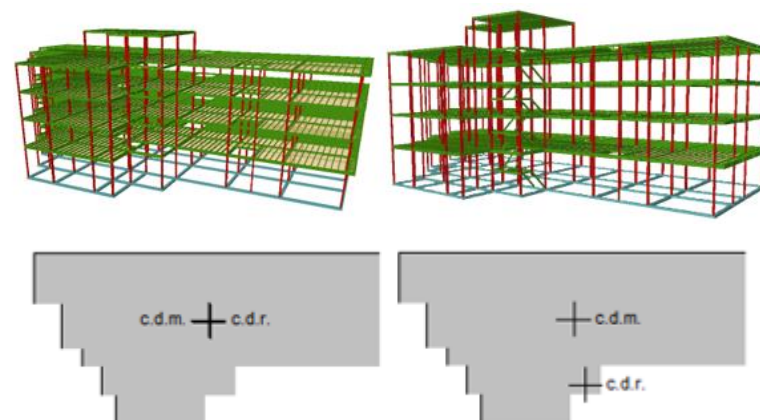


Figura 64. Situación c.d.m/c.d.r sin/con escalera.

Fuente: Listados de Cypecad.

^[17] Profesores de esta escuela comentan este hecho durante las lecciones impartidas en clase, generalmente hacen alusión a las escaleras de hormigón y a las que no forman triangulaciones entre plantas.



b) Robot Structural Analysis.

De la misma forma se analiza la estructura con los perfiles de escalera, para discernir cuánto considera Robot que influye la rigidez aportada.

Recurriendo a las diversas tablas proporcionadas por el programa se pueden corroborar las sospechas, en esta ocasión, la escalera apenas desarrolla una rigidez relevante.

Se vuelve a confirmar que los modos 1 y 3 son los que movilizan una masa superior al 30%, disminuyendo sus frecuencias un poco más, 0,01Hz para el primero y 0,03Hz en el caso del tercero, lo que supone que varíen sutilmente sus masas asignadas entorno al 0,40% (ver **Tabla 12**).

Obviamente teniendo globalmente una menor rigidez también serán menores las fuerzas de cortantes actuantes sobre la estructura, aunque siguen mostrando una desviación insignificante (ver **Tabla 13**).

En esta ocasión los centros de masas y de rigideces considerando ambas situaciones son prácticamente coincidentes (ver **Figura 65**).

Tabla 11. Movilización másica del edificio.

Fuente: Listados de Cypecad.

Modo	T	L _x	L _y	L _{az}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	1.629	0.4169	0.0014	0.909	88.79 %	0 %	R = 2 A = 0.475 m/s ² D = 31.939 mm	R = 2 A = 0.475 m/s ² D = 31.939 mm
Modo 2	1.379	0.0129	0.0111	0.9999	2.54 %	0.13 %	R = 2 A = 0.561 m/s ² D = 27.0225 mm	R = 2 A = 0.561 m/s ² D = 27.0225 mm
Modo 3	1.269	0.0029	0.9039	0.4278	0 %	89.6 %	R = 2 A = 0.61 m/s ² D = 24.8782 mm	R = 2 A = 0.61 m/s ² D = 24.8782 mm
Modo 4	0.532	0.4321	0.0003	0.9018	7.05 %	0 %	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 7.86724 mm	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 7.86724 mm
Modo 5	0.450	0.0084	0.0003	1	0.09 %	0 %	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 5.64124 mm	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 5.64124 mm
Modo 6	0.417	0.0004	0.9875	0.1579	0 %	8.11 %	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 4.84728 mm	R = 2 A = 1.099 m/s ² D = 4.84728 mm
Total					98.47 %	97.84 %		

Tabla 12. Movilización másica del edificio.

Fuente: Listados de RSA.

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
14/ 1	0.58	1.71	90.49	0.00	0.00	90.49	0.00
14/ 2	0.70	1.43	91.82	0.21	0.00	1.33	0.21
14/ 3	0.74	1.35	91.82	90.17	0.00	0.00	89.95
14/ 4	1.78	0.56	98.60	90.17	0.00	6.78	0.00
14/ 5	2.14	0.47	98.64	90.18	0.00	0.04	0.01
14/ 6	2.26	0.44	98.64	98.07	0.00	0.00	7.90

Tabla 13. Valores de cortante más significativos.

Fuente: Listados de RSA.

Planta	FX (kN)	FY (kN)
5	35,4793	47,3374
4	330,3655	411,3004
3	594,0771	751,6639
2	784,5781	1000,6493
1	930,6027	1171,7173

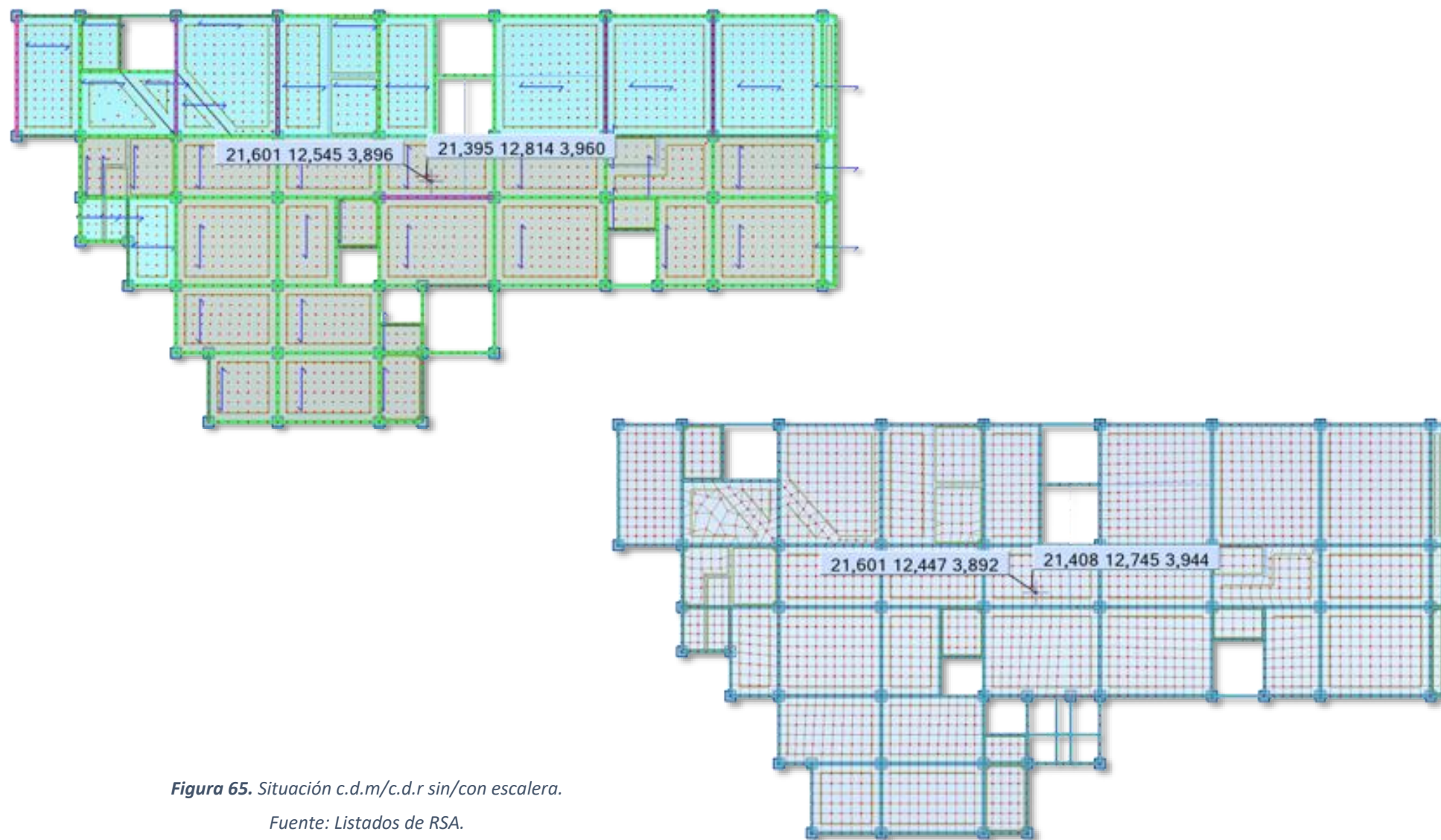


Figura 65. Situación c.d.m/c.d.r sin/con escalera.

Fuente: Listados de RSA.



c) *Comprobación de los modelos (calibración).*

Parece ser que Robot es más sensible en comparación con Cypecad a las variaciones de inclusión o no de las escaleras.

De todas formas, para ambos casos la aportación es escasa, por lo que dada las limitaciones del programa Cypecad, se optará por ignorar la pequeña contribución del núcleo de escaleras, en comparación por la arrojada por los futuros cerramientos a definir.

Es decir, en la zona de escaleras se prescindirá de la importación del modelo 3D y en su lugar se colocarán dos perfiles, a modo de cruz que simularán el comportamiento frente a rotación que causan las anteriores (ver **Figura 66**).

Esta búsqueda se centrará en encontrar perfiles que imiten la rotación para el modo fundamental ya que, según se puede comprobar en Robot, es el responsable de los mayores desplazamientos.

El perfil que cumple esta condición es el IPN400.

Con esta disposición el fenómeno de excentricidad desaparece, otorgando valores muy parejos a los del programa de Autodesk (ver **Figura 67**).

Para evitar desviaciones innecesarias en futuras operaciones, el modelo en Robot se adecuará a las cruces también, observándose que apenas tiene repercusión en los valores más significativos, respecto de considerar las escaleras.

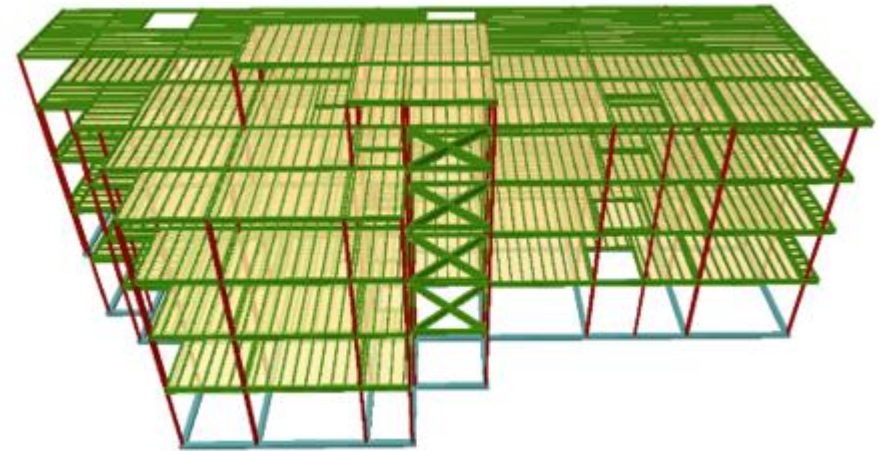


Figura 66. Las Cruces sustituyen a la escalera.

Fuente: Elaboración propia.

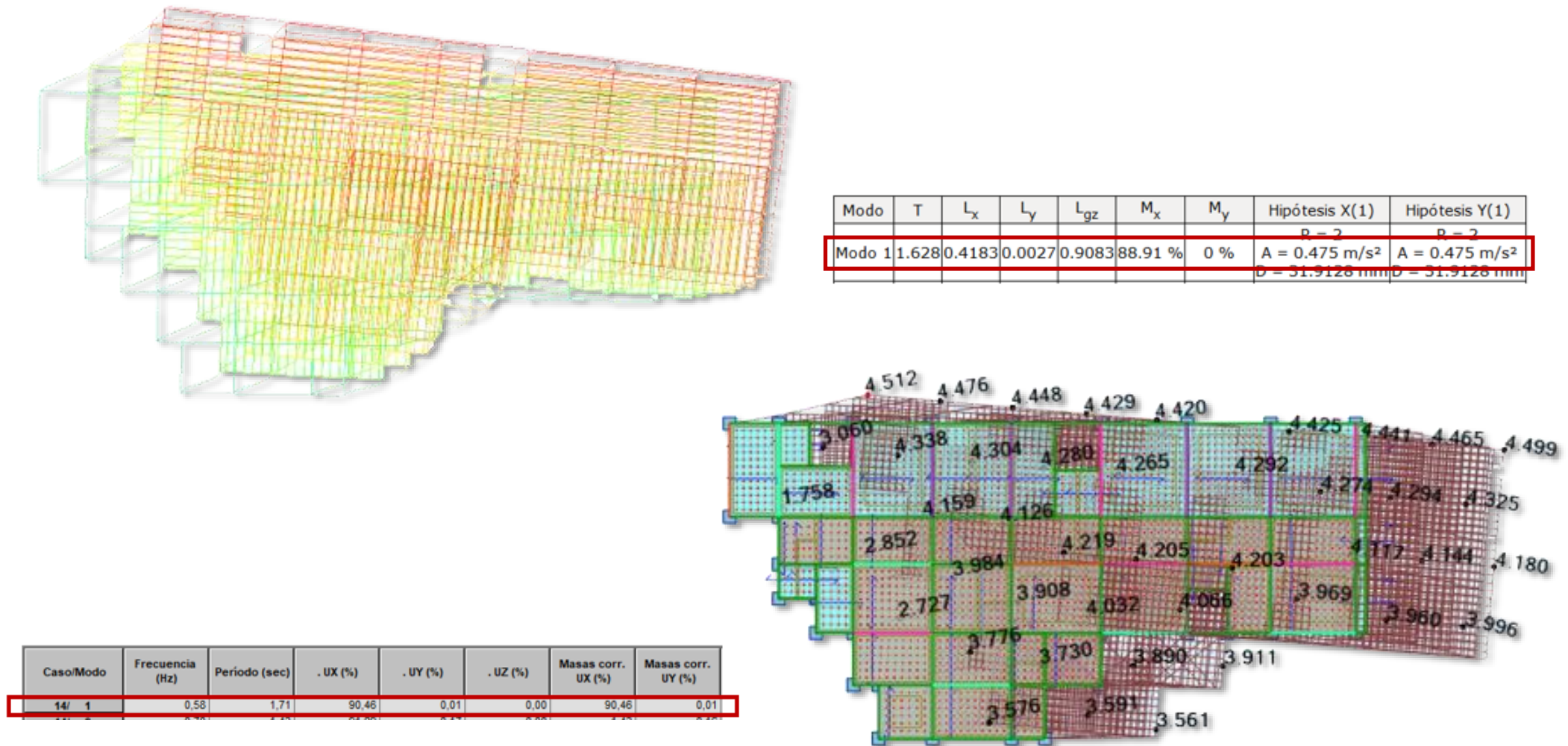


Figura 67. Valores relativos al modo fundamental en los programas.

Fuente: Listados de Cypecad y RSA.



- **Tercera etapa:** Comprobaciones sísmicas (C).

En esta fase está todo preparado para la inserción de los elementos constructivos en ambos programas y comprobar cómo alteran sus periodos y desplazamientos.

a) *Valores adoptados para el cálculo.*

Para la definición de las particiones y los cerramientos se acudirán a los valores recogidos en la base de datos de Cypecad, estos son:

Para los *cerramientos*; ladrillo cerámico perforado de 24 cm.

- Módulo de Young (E): 1862 MPa
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,14
- Módulo de cizalla (G): 745 MPa
- Resistencia de cálculo: 1,85 MPa

Para las *particiones*; ladrillo cerámico hueco doble de 12 cm.

- Módulo de Young (E): 1354 MPa
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,10
- Módulo de cizalla (G): 542 MPa
- Resistencia de cálculo: 1,35 MPa

b) *Cypecad.*

Una vez más Cypecad marcará las pautas de definición, esto quiere decir, que los elementos constructivos a considerar serán los estrictamente contenidos entre pórticos.

A través del asistente, se podrán colocar los paños de fábrica embebidos que desarrollen rigidez a través del comportamiento de biela, en cambio el resto de particiones serán tratadas como cargas lineales o, en su defecto, como superficiales, teniendo especial precaución de no duplicar cargas.

La distribución de particiones que influirían en el edificio quedaría según la **Figura 68**, las sucesivas plantas presentan una configuración similar con excepción de la planta baja la cuál presenta menor densidad al alojar los espacios de las tiendas y la propia galería.

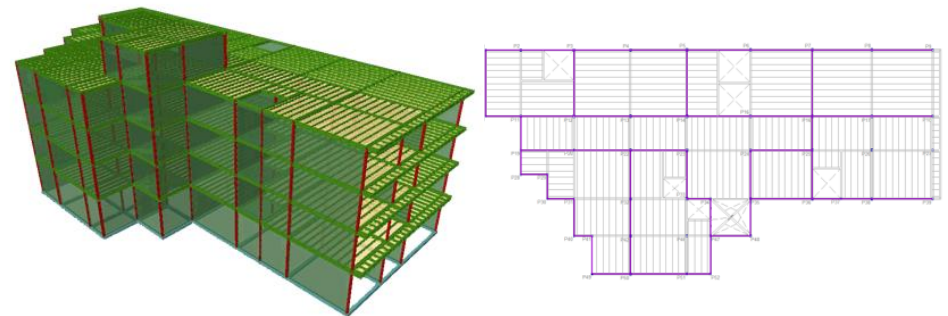


Figura 68. Modelo de Barras Cypecad.

Fuente: Elaboración propia.

c) Robot Structural Analysis

Este software no tiene un asistente específico para la introducción de elementos secundarios por lo que se recurre a la definición de estas particiones mediante elementos finitos.

Al contrario que Cypecad, es posible colocar cualquier partición donde se considere pertinente, de modo que cualquier elemento puede llegar a aportar cierta rigidez.

En esta ocasión se recurre a imitar los lugares donde Cypecad permite situarlos, con la intención de no rigidizar el modelo en exceso por la posible presencia de retacados de yeso y, sobre todo, para poder valorar si la introducción de elementos finitos desvirtúa los datos respecto a los aportados por las barras equivalentes del anterior (ver **Figura 69**).

d) Comprobación de los modelos (calibración).

Los resultados procedentes de ambos programas pueden ser considerados bastante parecidos, si se tiene en cuenta que han sido generados por métodos totalmente distintos.

Los modos principales en Cypecad no varían, sin embargo, en Robot Structural sí, de forma que el tercer modo en Cypecad pasa a ser el quinto en Robot. Las masas movilizadas se sitúan alrededor del 70% para el primero y del 85% para el siguiente modo considerado, donde sus frecuencias oscilan entre 2,62 y 5,37 Hz respectivamente.

Se puede identificar un incremento significativo de las mismas a raíz de los paños (ver **Figura 70**), con unos desplazamientos máximos de 1,50 cm se verifica una reducción del 80% respecto a la hallada en los modelos de estructura simple.

La contribución a la rigidez es reflejada en Robot desplazando el centro de rigidez hacia las zonas donde más quiebros existen, este fenómeno no es registrado por Cypecad ni tampoco el reparto de esfuerzos entre pilares y los paños de fábrica.

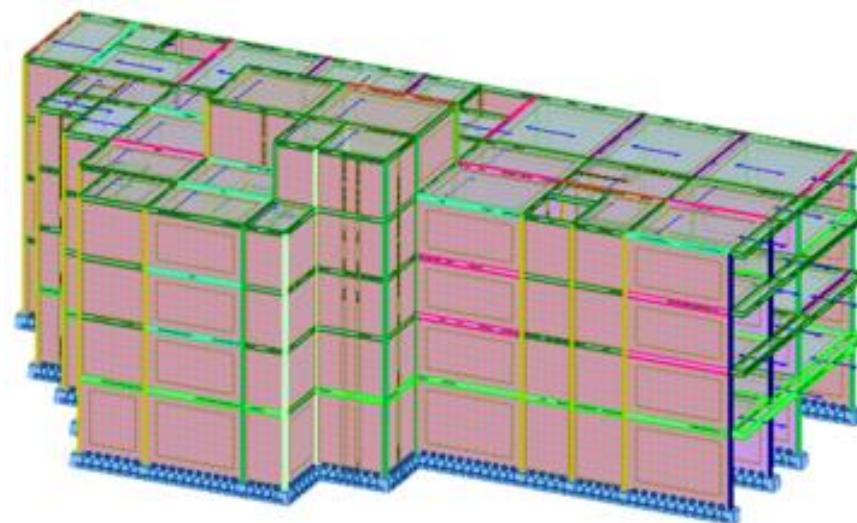


Figura 69. Modelo MEF en RSA.

Fuente: Elaboración propia.



Todas las diferencias encontradas son fruto de la inclusión de los elementos finitos en el cálculo, el cual tiene ventajas y desventajas.

Por ejemplo, donde Cypecad puede dimensionar cualquier elemento considerando cualquier hipótesis y estado, Robot no es capaz en principio y las deformaciones que involucran vigas y particiones se ven distorsionadas.

Por el contrario, al no definirse los paños como elementos finitos Cypecad no es capaz de cuantificar los esfuerzos que son absorbidos por estos, cosa que Robot Structural sí.

Otra cuestión hubiese sido el modelar los cerramientos y tabiquería con la herramienta muro (de carga) que ofrece el programa de Cype ingenieros, el cual si recurre a los elementos finitos para discretizarlos.

Esta opción se desechó puesto que no reflejaría un comportamiento fidedigno del edificio. Si bien es cierto que con el transcurso del tiempo ciertas fábricas llegan a entrar en carga, estas no han sido concebidas para trabajar como muros, además, la metodología de trabajo con Cypecad requería demasiadas modificaciones sobre el edificio real como para poder compatibilizar correctamente el comportamiento del modelo de barras con el de láminas.

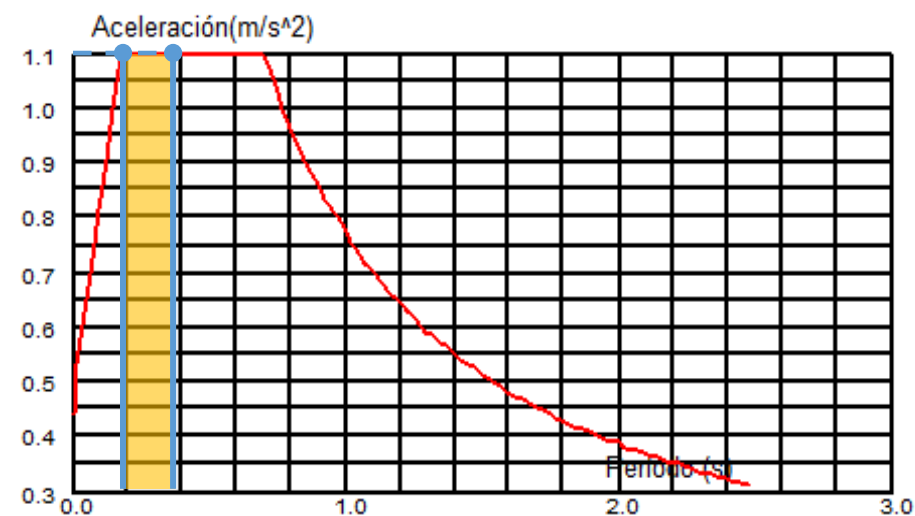
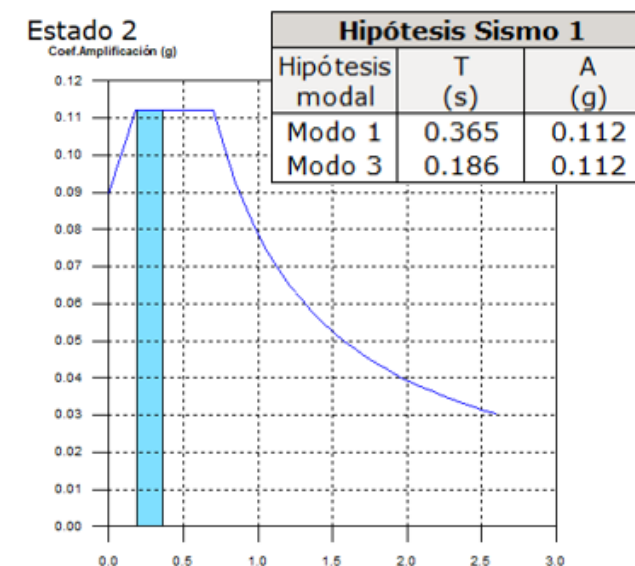


Figura 70. Modos principales considerando paños Cypecad y RSA.

Fuente: Listados de Cypecad y RSA.

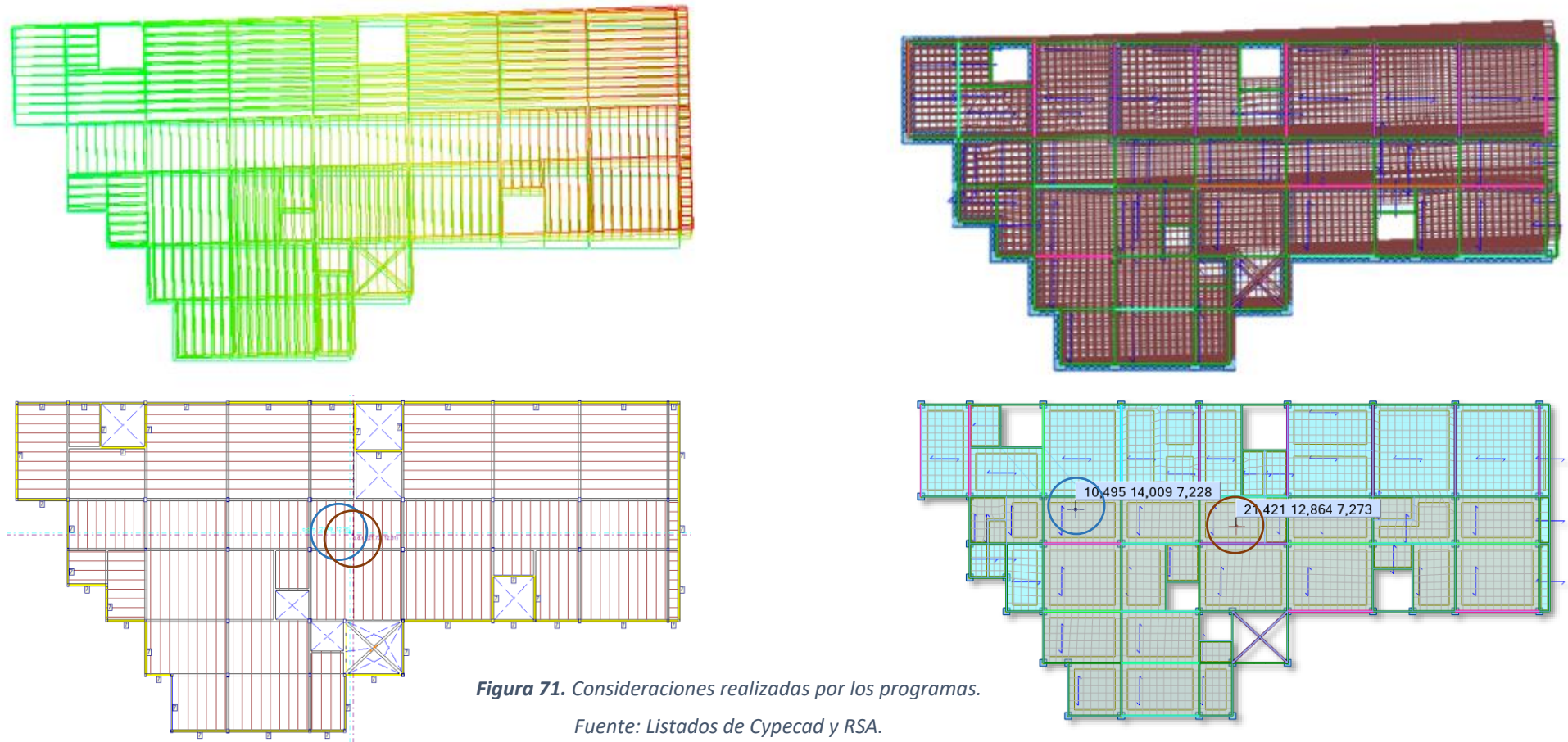


Figura 71. Consideraciones realizadas por los programas.

Fuente: Listados de Cypecad y RSA.

Planta	Qx (kN)	Qy (kN)
Forjado 4	0.6	0.7
Forjado 3	8.9	26.0
Forjado 2	16.8	80.0
Forjado 1	24.3	90.5
Cimentación	28.8	183.2

Planta	FX (kN)	FY (kN)	FX para los pilares (kN)	FX para los muros (kN)	FY para los pilares (kN)	FY para los muros (kN)
5	62,6126	49,6953	3,3104	59,3021	1,6475	48,0477
4	691,2153	560,6207	38,7404	652,4750	51,0140	509,6067
3	1363,5220	1121,3083	88,5135	1275,0085	163,8327	957,4756
2	1868,7369	1542,1634	158,6616	1710,0754	237,0606	1305,1028
1	2149,1335	1806,7571	246,2883	1902,8451	488,8198	1317,9372



- **Tercera etapa:** Comprobaciones sísmicas (D).

Visto el comportamiento frente a sismo según los distintos estados, se concluye con el último punto en el que se analiza el edificio de la calle sierpes según el supuesto de planta flexible desde dos frentes distintos.

a) *Estabilización de daños en elementos secundarios.*

Partiendo desde el caso anterior dónde se analizaba el edificio con su albañilería intacta, ahora se hará uso de la opción implementada por Cypecad sobre la progresión de rotura en las fábricas. Esta consiste en someter al edificio a un mismo análisis (modal espectral) reiteradas veces de forma que, hallándose los desplazamientos relativos, se pueda ir determinando un grado de deterioro en los elementos constructivos.

Este proceso finalizará cuando se consiga una estabilización de daños en las mismas cuyos modos tendrán unos cortantes y desplazamientos asociados que, no siendo los combinados modalmente, aportan una comprensión sobre el funcionamiento del edificio (ver **Figura 72**).

Considerado el estado final se puede observar que, como no podía ser de otra manera, la tabiquería más dañada se encuentra en la planta baja mientras que en el resto de plantas conservan prácticamente su integridad, dando lugar a una deformada peculiar que recuerda a la mostrada por aquellos edificios que presentan una

flexibilización en su planta baja (ver **Figura 73**), cabiendo esperar que se produzcan altos desplazamientos relativos en las primeras plantas sobre rasante (no contemplados en cálculos anteriores).

Esta suposición es verificada a través de los modos más significativos de estos estados intermedios, los cuales seguirán siendo el primero y el tercero, pero teniendo ambos cortantes muy similares a los percibidos al evaluar la estructura desnuda.

Al solo poder contemplar la fisuración en hormigón, y no en fábricas, este procedimiento no se puede afrontar con un método asequible al emplear el software de Autodesk.

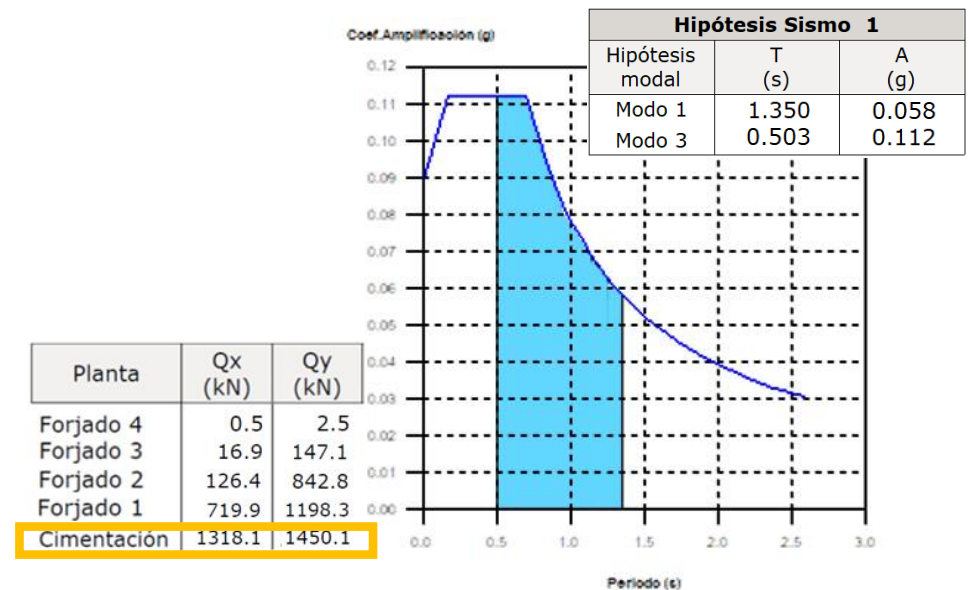


Figura 72. Valores asociados a la estabilización de daños.

Fuente: Listados de Cypecad.

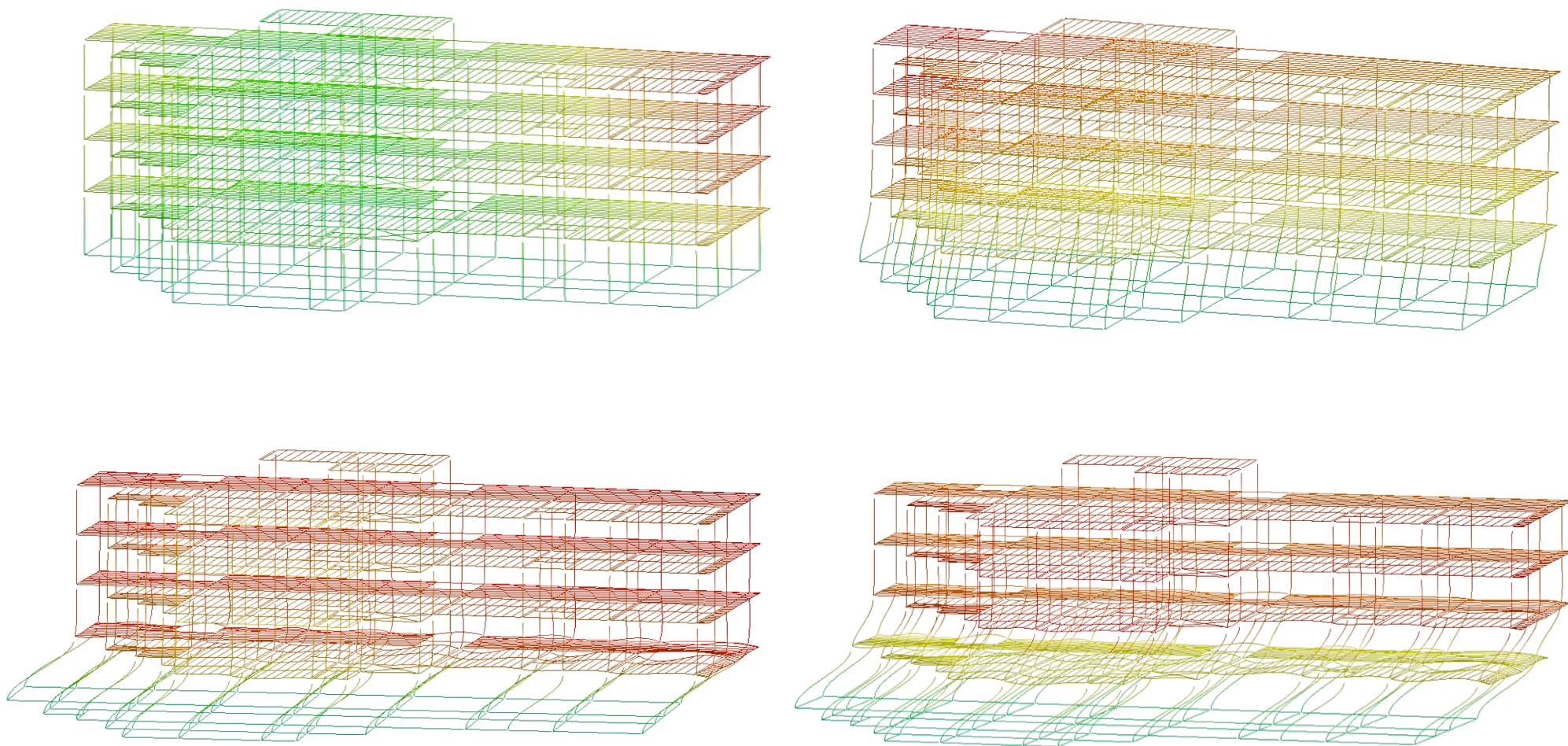


Figura 73. Progresión de la rotura de albañilería.

Fuente: Elaboración propia.



b) La planta baja diáfana (Cypecad).

A continuación, se reflejará el comportamiento del edificio bajo la condición de planta diáfana. Es un caso extremo, pero totalmente plausible dada la tendencia actual hoy en día, de hecho, más del 75% de la tabiquería ha sido removida en esta galería. Por tanto, se retirarán las particiones cerámicas suponiendo que la planta baja está conformada totalmente por vidrios de escaparates y huecos masivos de los locales comerciales (ver **Figura 74**).

De tal forma resultan unos modos principales que son estados intermedios a todos los vistos con anterioridad, cuyos periodos son inferiores a los de considerar la estructura sencilla, pero superiores a la consideración de la albañilería intacta siendo además los responsables de movilizar el 99% de la masa del edificio.

Por regla general, cuando se tienen periodos altos los esfuerzos de cizalla tienden a disminuir y, sin embargo, se pone de manifiesto cómo incluso sin ubicarse en la zona de resonancia (meseta del espectro) las fuerzas de cortante son las mayores de todas las calculadas hasta el momento. Esta consideración va de la mano con lo visto en los temas de teoría sobre cómo la variación de rigidez producía concentraciones excesivas en los pilares de la planta en cuestión, en este caso los cortantes alcanzan un valor entre los 1500 y 2000 kN.

Aparte de la elevada magnitud de esfuerzos que se identifican en

ese nivel, queda claro que todo el desplazamiento que debía “repartirse” entre los distintos pisos se concentra todo en la misma produciendo un desplazamiento relativo (total) próximo a los 4,8 cm, lo que conlleva una vez más la deformación clásica tipo “péndulo invertido”.

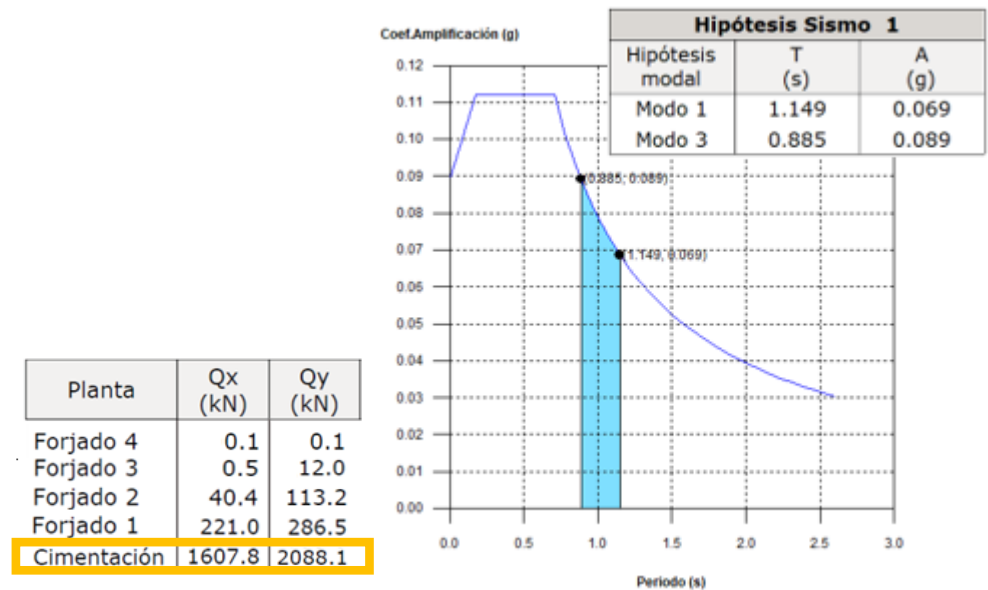
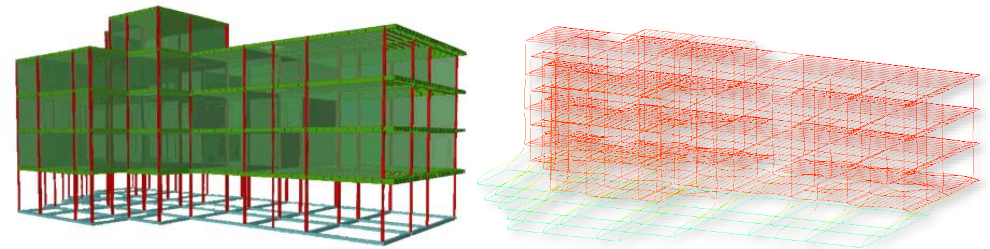


Figura 74. Valores asociados a la planta diáfana (Cypecad).

Fuente: Listados de Cypecad.

c) La planta baja diáfana (Robot Structural).

Con el objetivo de analizar posteriormente los casos extremos del comportamiento en manzana, se mostrará la interpretación que realiza Robot sobre el fenómeno producto del vaciado de una planta.

Según se puede observar Robot tiende a mostrar resultados que llevan aparejado una mayor “flexibilización” de la estructura que difiere un poco al cálculo realizado por Cypecad.

Mientras que los modos y sus masas vinculadas son prácticamente las mismas, primer y tercer modo con 99% respectivamente, al asignarle un periodo algo más alto, las fuerzas de cortante se ven reducidas en comparación con el otro software, pero aun así siguen siendo los valores más elevados registrados de todos los estados anteriormente estudiados situándose alrededor de los 1400-1800 kN (ver **Figura 75**).

Al contrario que Cypecad, Robot refleja estos valores según la combinación modal, aunque añade a estos la contribución de los cerramientos en los pisos superiores, de ahí la gran diferencia entre las tablas resumen.

En cuanto a los desplazamientos totales al igual que en el caso anterior estos se concentran en el nivel inferior y para el modo 1 se correspondería con unos 4,8 cm (en su proyección X) igualmente dando como resultado la deformada anteriormente descrita.

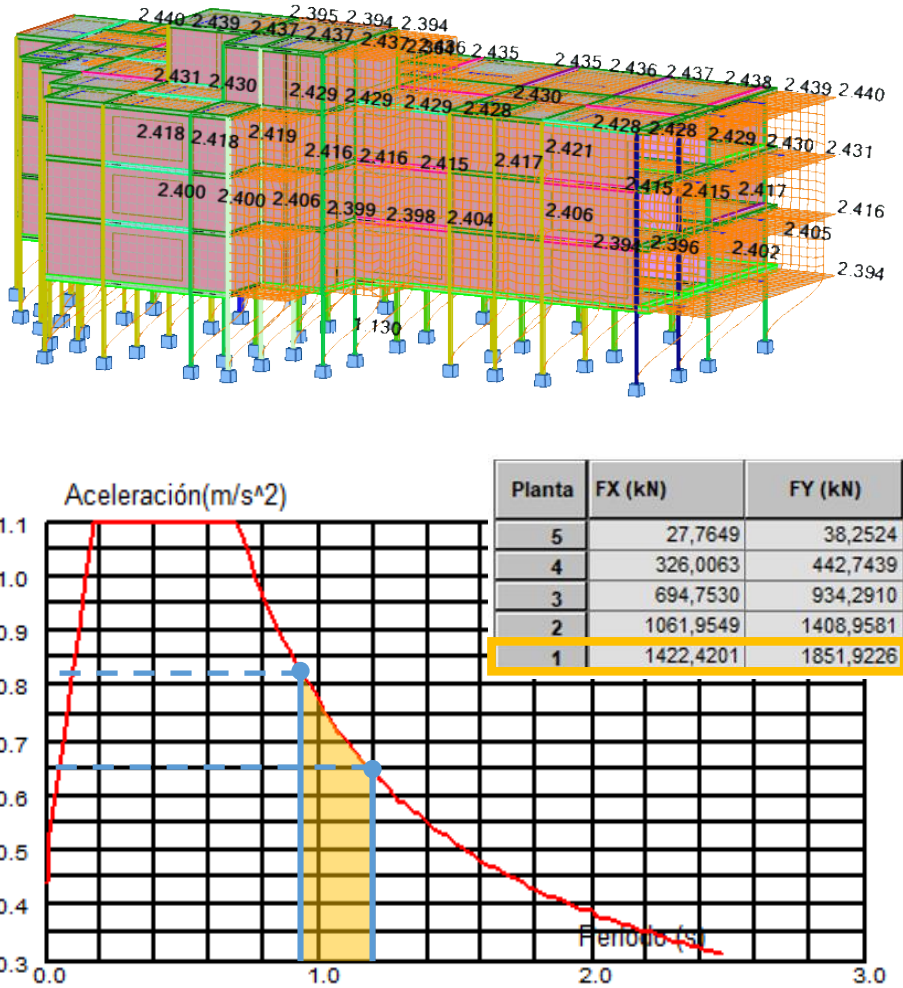


Figura 75. Valores asociados a la planta diáfana (RSA).
Fuente: Listados de RSA.

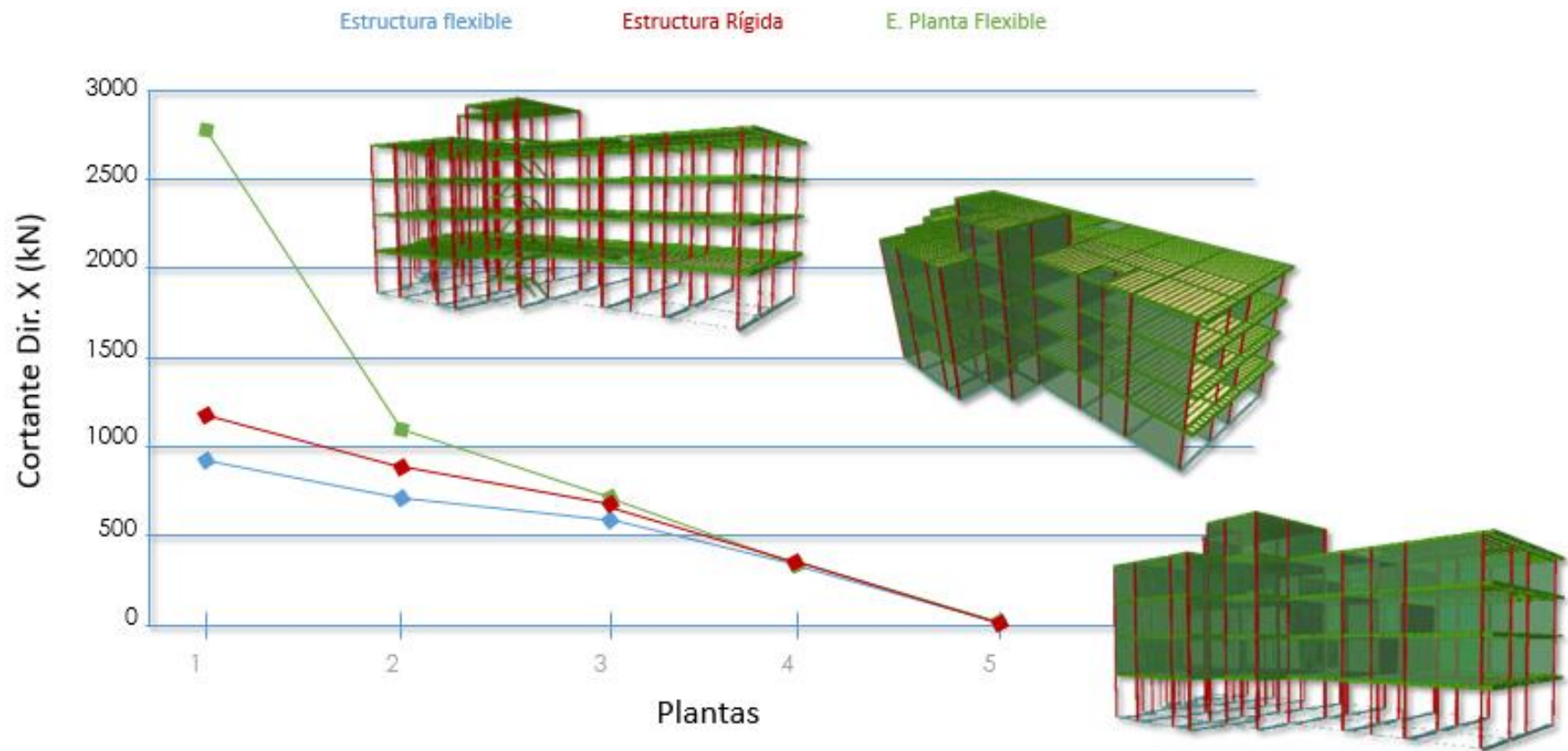


d) Gráficas comparativas.

Se expone una tabla resumen que recaba las diferencias de los cortantes según la irregularidad de particiones entre las plantas del edificio (ver **Tabla 14**).

Tabla 14. Combinación de Cortantes CQC por plantas.

Fuente: Elaboración propia basado en http://cypecad.cype.es/cypecad_interaccion_estructura_elementos_constructivos.htm



3.4.2.2. Tetuán 7 en Cypecad y Robot Structural Analysis.

Como se adelantaba durante el desarrollo de la metodología, el procedimiento para evaluar frente a sismo este edificio difiere al de la calle sierpes ya que, se disponía de información suficiente como para poder introducir los datos directamente en los softwares de cálculo sin necesidad de dimensionar ningún elemento y por ello se analizará directamente frente a sismo.

Se procederá a analizar los resultados aportados tanto por Cypecad como por Robot Structural, a partir de unos valores establecidos para ambos modelos por igual.

a) Valores adoptados para el cálculo.

Estos valores han sido incorporados del estado actual de cargas del edificio y según el anejo C del CTE:

- Para las plantas primera y segunda: (Solería) $1,5 \text{ kN/m}^2$ + (Falso Techo Escayola) $0,2 \text{ kN/m}^2 = 1,7 \text{ kN/m}^2$
- Para planta de cubierta: (Cubierta plana) $1,5 \text{ kN/m}^2$ + (Falso Techo Escayola) $0,2 \text{ kN/m}^2 = 1,7 \text{ kN/m}^2$
- Para cubierta inclinada con pendiente inferior de 20° : (faldones de tejas sobre tabiques palomeros) 3 kN/m^2 + (Falso Techo Escayola) $0,2 \text{ kN/m}^2 = 3,2 \text{ kN/m}^2$.

- Para cerramientos se aplicarán cargas lineales correspondientes para un espesor de medio pie = 7 kN/m
- Para Pretiles (0,95 metros altura) se aplicarán cargas lineales correspondientes a: (1 pie Ladrillo perforado) $3,7 \text{ kN/m}^2$ + (Enfoscado por cara) $0,2 \text{ kN/m}^2 = 3,9 \text{ kN/m}$
- Para Barandillas metálicas colocadas en el patio central se estiman 2 kN/m .

En cuanto a las sobrecargas debidas al uso correspondiente se aplicarán:

- Q1 a zona comercial Categoría D: 5 kN/m^2
- Q2 a cubierta Categoría G1 y F: 1 kN/m^2
- Nieve $0,2 \text{ kN/m}^2$

En cuanto a las propiedades estimadas para la fábrica de ladrillo medio y tendel grueso (Vázquez Vicente, 2015):

- Módulo de Young (E): 1500 MPa
- Coeficiente de Poisson (ν): $0,16$
- Módulo de cizalla (G): $646,55 \text{ MPa}$
- Peso específico: 18 kN/m^3



Al tratarse de un edificio colindante con sierpes 48 se supondrá el mismo coeficiente de terreno previamente calculado y el resto de datos relativos a la ubicación de Sevilla a efectos sísmicos. Se trata de un edificio con cierto valor histórico por lo que se le dotará de importancia especial $p = 1.3$ con el respectivo 6% de amortiguamiento que llevan asociados este tipo de edificios de mampostería y por supuesto sin considerar ductilidad alguna con una contribución del 60% de la sobrecarga por tratarse de un edificio comercial.

Todos estos datos pueden ser indicadores claros de que las fuerzas sísmicas que afectarán a esta estructura serán mucho mayores que en el caso estudiado previamente.

Aunque el edificio fuera diseñado en función de los criterios de la antigua norma sismorresistente NCSE-94, tiene más sentido evaluarlo en base a la normativa vigente principalmente por los fundamentos más razonables que utiliza (como ya se comentó en su tema específico). Otro aspecto importante a destacar es la imposibilidad que suponía ejecutar un análisis global del edificio, por la falta de medios de la época.

b) Cypecad.

Se conforma el modelo matemático del edificio definiendo según proyecto las distintas tipologías de forjados; de viguetas de madera con 20x15 cm de escuadría e intereje de 40 cm y los de chapa colaborante tipo MT-76-383 con un milímetro de espesor y canto total de 17 cm. Se

definen los muros teniendo en cuenta la rigidez a cortante y estableciendo los huecos pertinentes, incluso se generan tanto los pilares de acero A42b de UPNs (diversas dimensiones en cajón soldado con cordón discontinuo) como los “pilares” obtenidos fruto del rebaje y refuerzo de los propios muros de ladrillo, a través de la homogeneización de secciones (fábrica zunchada con presillas de acero).

Dada la complejidad geométrica que supone la estructura en sí no se contemplarán los paños de cerramientos de ladrillo “moderno” por limitación del propio software (ver **Figura 76**).

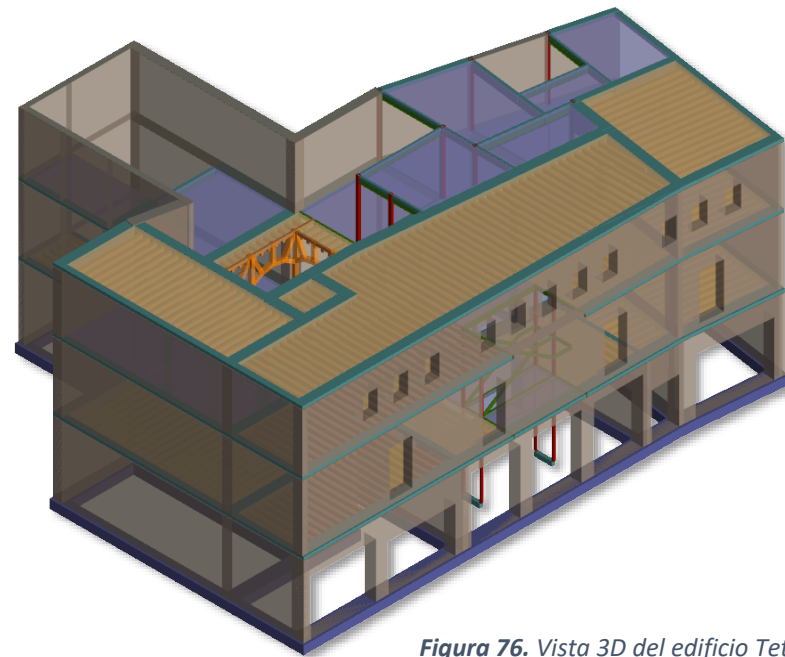


Figura 76. Vista 3D del edificio Tetuán en Cypecad.

Fuente: Elaboración propia.

De igual forma que en el caso de sierpes, las formas más peculiares como las zancas de escaleras o los arcos del propio patio se introducen gracias a la interoperabilidad con Cype3D definiendo sus materiales y dimensiones (ver **Figura 78**).

c) *Robot Structural Analysis.*

Al no tratarse de una estructura de barras, definir el modelo en este software resulta una tarea bastante más tediosa que a través de los distintos asistentes que posee la herramienta de Cype ingenieros.

A su vez, dada la libertad analítica que ofrece el programa se puede definir de una manera más fidedigna toda la geometría de muros y paños que serán discretizados por elementos finitos, aspecto que juega en contra ya que, el mayor tiempo es el repercutido al mallado de estos elementos finitos y puesto que en cualquier momento los distintos paneles pueden “enmarañarse”, máxime con la inclusión de huecos y aberturas de paso, de no procederse con cautela se puede derivar a una potencial distorsión en los resultados (ver **Figura 77**).

Otro hándicap es la constante necesidad de homogeneizar secciones (mucho más abundantes que en el otro edificio) cuando involucran, en este caso, dos materiales con distintas propiedades, caso de, los pilares zunchados o los forjados de madera ya mencionados, aunque cabe destacar la principal ventaja que proporciona el poder diseñar todos los elementos estructurales dentro del mismo.

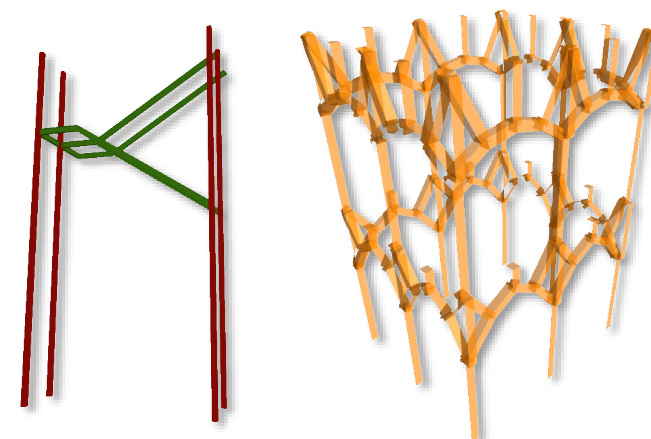


Figura 78. Elementos integrados de Cype3D.

Fuente: Elaboración propia.

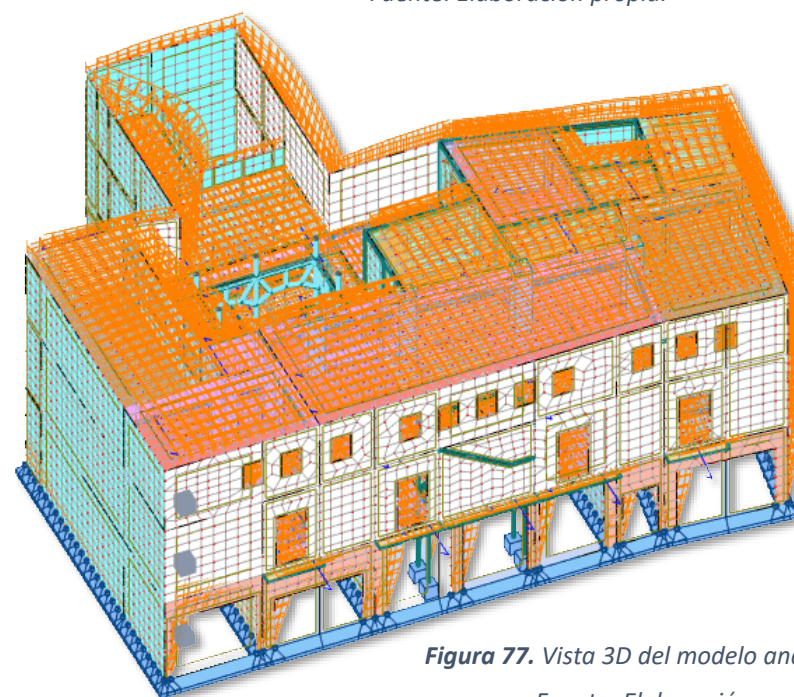


Figura 77. Vista 3D del modelo analítico en RSA.

Fuente: Elaboración propia.



d) Comprobación de los modelos.

Tras correr los cálculos, los valores aportados por los distintos programas no dejan lugar a dudas, coincidiendo en un porcentaje bastante elevado en cuanto a la mayoría de aspectos.

Ambos programas demuestran la rigidez de la estructura por medio del espectro de respuestas, con el cual le asignan una aceleración de 0,27g y un, para nada despreciable, cortante basal de 3000 kN (ver **Figura 79**). Las variaciones de cortantes se deben a la mayor densidad de muros generados en el modelo de Robot Structural, aunque tanto para uno como para otro los centros de rigidez y masa se encuentran situados en las mismas coordenadas con un pequeño desfase debido al mismo motivo (ver **Figura 81**).

El que se trate de un edificio tan rígido conlleva una serie de resultados un tanto curiosos, como pauta general, necesita analizar muchos más modos (alrededor de 40) para poder llegar a movilizar el 90% de la masa del edificio, y si asimismo resulta ser un edificio de planta “cuadrangular” los modos generales suelen proyectarse en ambas direcciones aproximadamente por igual.

Planta	Q_x (kN)	Q_y (kN)
Forjado 3	1012.462	1058.847
Forjado 2	2409.092	2338.146
Forjado 1	3256.286	2872.550

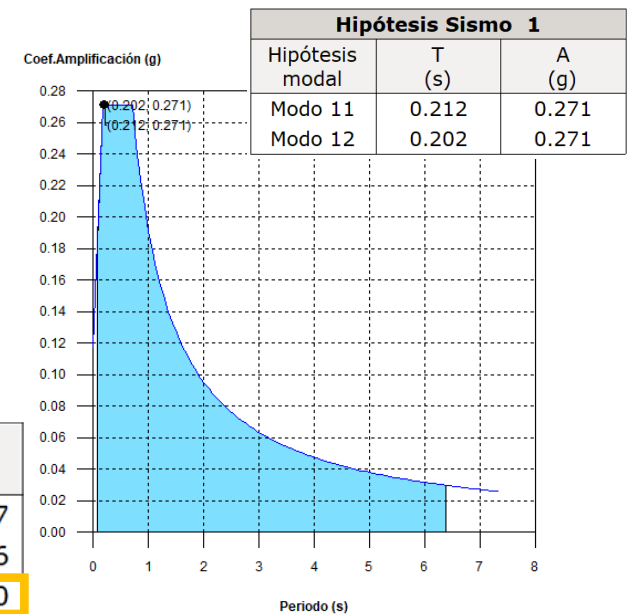
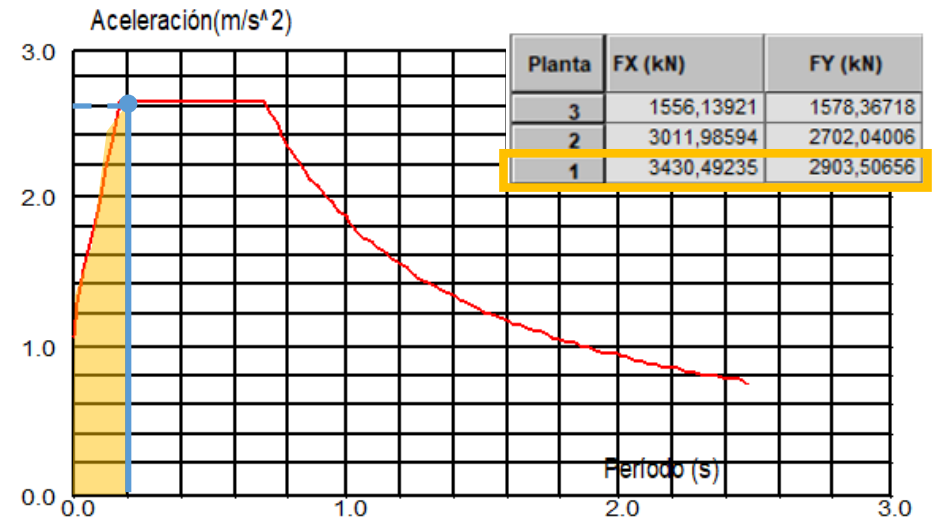


Figura 79. Cortantes asociados a los modos principales

Fuente: Listados de Cypecad y RSA.

Los desplazamientos totales no llegan al centímetro mientras que, si se analizan modos “locales”, ciertos elementos más esbeltos son los que más se deforman (lógicamente) y es aquí quizás donde más se llegan a diferenciar los resultados de Cypecad y Robot puesto que, el primero considera que los modos 11 y 12 son los que mayor masa movilizan y el segundo que los modos principales son el 1 y 2 (ver **Figura 80**). Hay que ser conscientes de que tipo de modos locales pueden ser importantes de analizar porque podrían estar envueltos en fenómenos de colapsos parciales fundamentalmente si se tratan de elementos frágiles. Nótese como Robot no contempla modos tan flexibles como los que puede interpretar Cypecad para este inmueble, esta es la razón por la cual temas tan delicados como el sismo deberían siempre analizarse por tantos medios diferentes como fuera posible.

Al haberse ejecutado el mallado de la estructura, ahora Cypecad es capaz de proporcionar un porcentaje de distribución de esfuerzos entre muros y pilares, evidenciando como los elementos más rígidos (los muros de carga) son los que acaparan la totalidad del esfuerzo delegando en los pilares porcentajes irrisorios (ver **Figura 82**). Esto se traduce que, en el momento de fractura, los esfuerzos restantes buscarían los siguientes elementos en orden de rigidez, pudiendo verse comprometida la seguridad de los pilares.

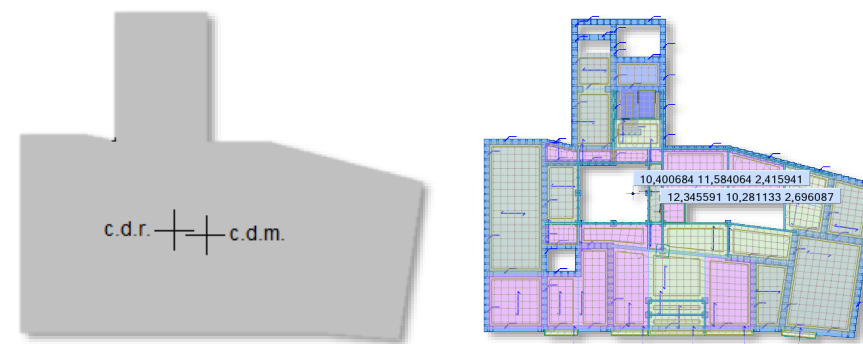


Figura 81. Centros de masa y rigidez según los softwares.

Fuente: Elaboración propia.

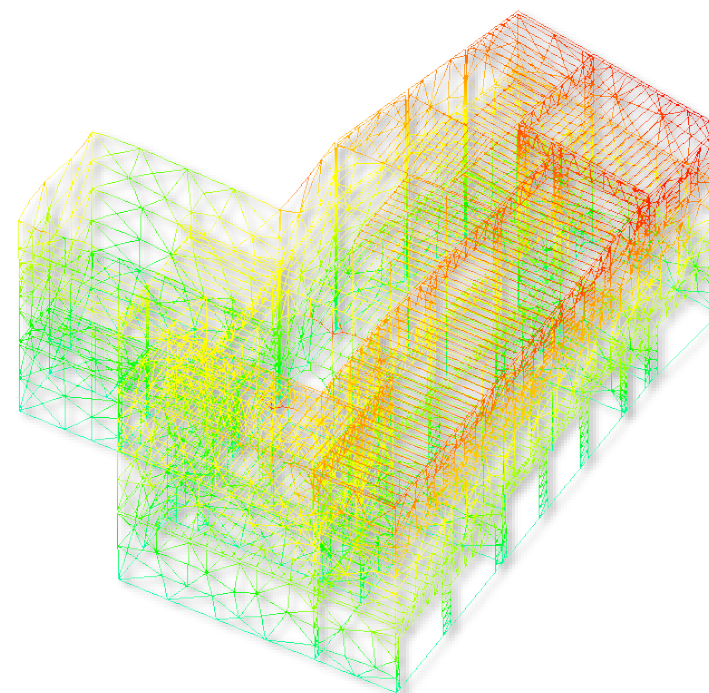


Figura 80. Deformación correspondiente al modo 11 en Cypecad.

Fuente: Elaboración propia.



Lo anteriormente descrito pretende reflejar la importancia de elegir un adecuado coeficiente de ductilidad a la hora de proponer intervenciones estructurales en un edificio cualquiera, pero sobre todo si se demarca como catalogado.

e) *Influencia de los huecos de paso.*

Si se recurre a analizar el mismo modelo, pero en esta ocasión sin incluir los huecos, se puede comprobar cómo se produce un paulatino incremento de rigidez, mientras que los modos que mayor masa movilizan varían, ahora siempre son referidos a partes concretas del edificio, es decir, pasan a ser modos locales estrictamente.

Se observa con el pequeño aumento de rigidez adquirido, los modos descritos pasan a recibir menor fuerza sísmica precisamente por encontrarse en la zona de menor periodo característico (T_A).

A efectos de diseño suele ser un fenómeno común y es por ello por lo que la normativa sísmica adopta espectros simplificados, para poder contemplar que cualquier merma en la rigidez sitúe al edificio en la meseta de resonancia.

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Forjado 3	0.33	99.67	0.59	99.41
Forjado 2	0.30	99.70	0.31	99.69
Forjado 1	0.25	99.75	0.14	99.86

Planta	FX para los pilares (kN)	FX para los muros (kN)	FY para los pilares (kN)	FY para los muros (kN)
3	35,09238	1534,80782	101,09447	1475,73290
2	104,51422	2905,55046	94,60983	2606,68867
1	123,46529	3282,59987	40,92090	2873,09606

Figura 82. Distribución de esfuerzo entre soportes.

Fuente: Listados de Cypecad y RSA.

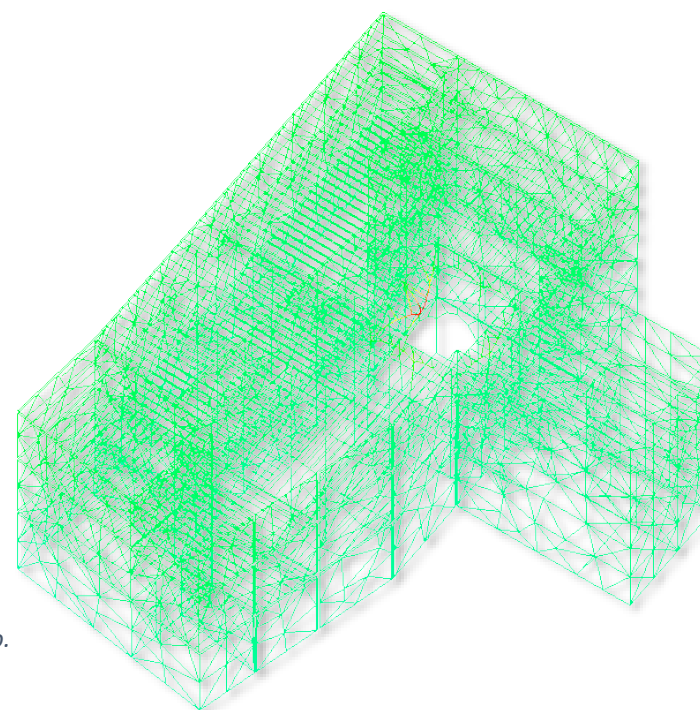


Figura 83. Deformación local en columna del patio.

Fuente: Elaboración propia.

3.4.2.3. Sierpes 48 y Tetuán 7 en Robot Structural Analysis.

Llegados a este punto se finaliza el caso de estudio con el análisis de sendos edificios trabajando “solidariamente”. Circunstancia muy usual en antiguos cascos históricos donde las juntas entre edificios brillan por su ausencia y ni que decir de las propuestas por norma para controlar los desplazamientos, cuyo objetivo es evitar o al menos mitigar el golpeteo entre estos bajo la acción sísmica.

Para lo descrito se opta por el uso del programa Robot Structural dado que presenta las siguientes ventajas frente a Cypecad, las cuales son cruciales a la hora de poder desarrollar un cálculo como el propuesto. Principalmente permite el estudio de edificios con distintos niveles de cimentación (entre las calles Tetuán y Sierpes existe un pequeño desnivel de unos cincuenta centímetros). También, gracias a la libertad que ofrece este programa a la hora de trabajar con elementos finitos, se pueden generar absolutamente todas las particiones dispuestas queden o no entre pórticos de manera que se pueda considerar de una forma más precisa el comportamiento, añadiendo los huecos con sus dimensiones pertinentes (ver **Figura 84**). Otro de los aspectos que permite definir es la asignación de distintos coeficientes de contribución (sísmica) a las hipótesis planteadas.

Esta última consideración es fundamental a la hora de poder contemplar la carga propiciada del uso como almacén al que se acaban destinando algunas plantas en este tipo de edificios.

Precisamente este es el estado actual de la segunda planta de Tetuán 7, la cual alberga todas las prendas que no se encuentran expuestas en la zona comercial. Igualmente ocurre con la tercera planta de Sierpes 48 que, al imperar el uso de oficina, la acumulación se debe por la multitud de antiguos documentos allí archivados. Este archivo, sin invadir todo el nivel en sí, queda relegado a una de las estancias de mayor superficie en planta situada junto a la escalera de acceso.

Esta casuística no se consideró previamente debido a que se quería evidenciar el problema que supone tan sólo diafanizar sin tener en cuenta los efectos horizontales originados por el terremoto. Ahora se pretende mostrar de una misma vez tanto el efecto producido por el trabajo conjunto de los edificios y lo que supone para esto esa adición de cargas.

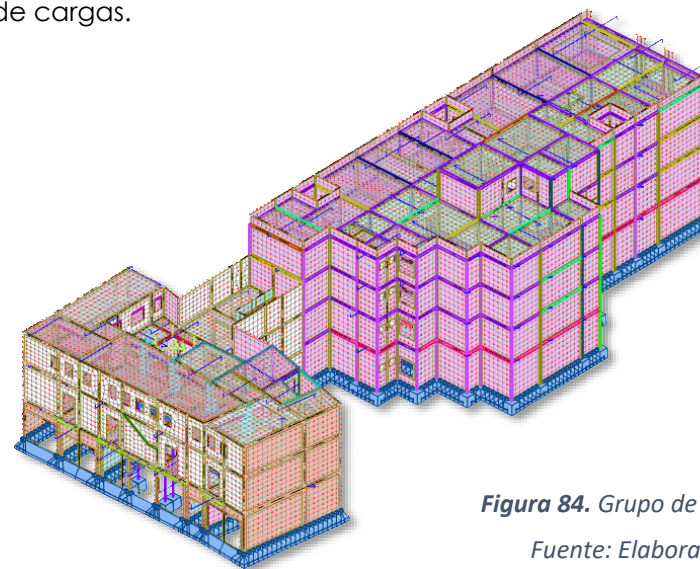


Figura 84. Grupo de edificios en RSA.

Fuente: Elaboración propia.



a) *Robot Structural Analysis.*

En temas anteriores se ha desarrollado la metodología de trabajo a seguir durante la generación del modelo matemático del edificio. Podría pensarse que, estando los modelos ya terminados, recurrir a un clásico “corte y pega” sería factible por la comodidad que ello supone, en cambio, esta opción no es reconocida por el software y se deben generar los modelos desde cero en un nuevo archivo. Además, todos los elementos necesitan pertenecer a una planta específica para poder presentar los resultados del análisis, por lo que se debe proceder con sumo cuidado e identificar con anterioridad las niveles en el programa. Esto quiere decir que el último caso de estudio se convierte en el de mayor complejidad tanto por la definición del mallado como por el tiempo que conlleva la exportación de datos y resolución de ecuaciones.

b) *Valores adoptados para el cálculo.*

Obviamente los valores empleados para la resolución del caso conjunto serán una amalgama de todos los citados en sus respectivos apartados anteriormente, pero con algunas modificaciones.

Los materiales serán exactamente los mismos sin ninguna variación, sin embargo, con las cargas se tendrá especial cuidado de no duplicarlas con la inclusión de los paneles destinados a cerramientos, particiones o pretilas. La sobrecarga de nieve no se contemplará (no

dura más de 30 días al año) y tampoco se incluirá la acción del viento, puesto que el mismo código no contempla que bajo la acción del sismo se den las mayores fuerzas de carácter eólico, todo esto con el afán de optimizar los tiempos de cálculo.

Como se iba adelantando sí que se incluirán las cargas debidas al uso de almacén, cuyo valor de 5 kN/m² se considera suficiente sin ser ni mucho menos excesivo, en multitud de ocasiones se observa que para este tipo de cargas se llega a los ocho fácilmente (ver **Figura 85**).

Para los datos relacionados con el cálculo sísmico si se deben realizar unas apreciaciones importantes:

El coeficiente de terreno considerado será exactamente el mismo (1.55) mientras que los datos referentes al comportamiento de la estructura satisfarán principalmente lo acordado para la estructura de mampostería, es decir, dada la densidad de fábrica repartida entre ambos edificios se propone el empleo de un amortiguamiento del 6% y una ductilidad igual a 1 (sin ductilidad).

El porcentaje de contribución de las sobrecargas de uso seguirá siendo del sesenta, excepto para las designadas como tipo almacén que se considerarán por completo.

La importancia que se le atribuirá será especial precisamente por tratarse de edificios (uno de ellos catalogados) situados en un centro

histórico con relevancia a nivel mundial y que es transitado por miles de personas diariamente, como se analizaba en los apartados contextuales.

c) Comprobación de los modelos.

Una vez realizado el cálculo se pueden estudiar los interesantes resultados del conjunto.

Dada la mayor extensión en superficie para conseguir la movilización del 90% normativo se necesitan analizar al menos noventa modos, aunque realmente los datos más relevantes son proporcionados por los primeros. Los modos que movilizan una cantidad de masa superior al 30% son los tres primeros, cuyas frecuencias asociadas son 3,4 y 5 Hz, comprobándose como se ha generado una flexibilización en el primer modo del edificio de la calle Tetuán y una pequeña rigidización del de la calle Sierpes, precisamente a raíz de la interacción entre estos (ver **Figura 86**).

Se observa que el aumento sufrido en los periodos fundamentales de los edificios los sitúa centrados en la meseta de resonancia del espectro donde las fuerzas sísmicas son máximas. En consecuencia, los cortantes evaluados en ambas direcciones por Robot Structural alcanzan los valores de 6000 kN parte de los cuales son absorbidos sustancialmente, como ya cabe esperar, por los muros y albañilería.

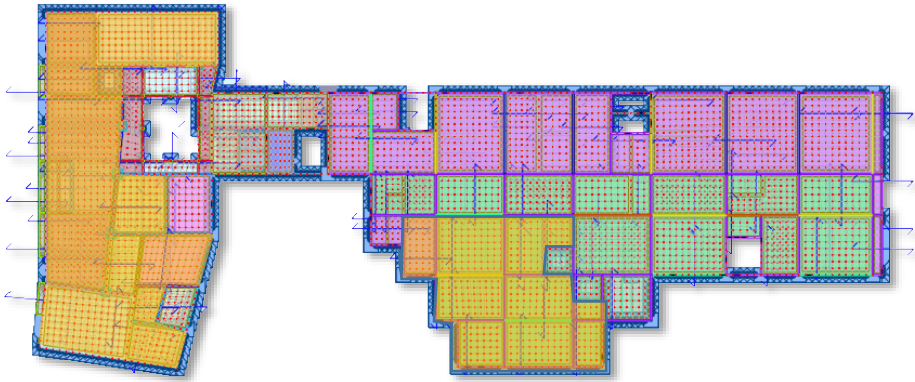


Figura 85. Planta con Sobrecargas (amarillo) de Almacén RSA.

Fuente: Elaboración propia.

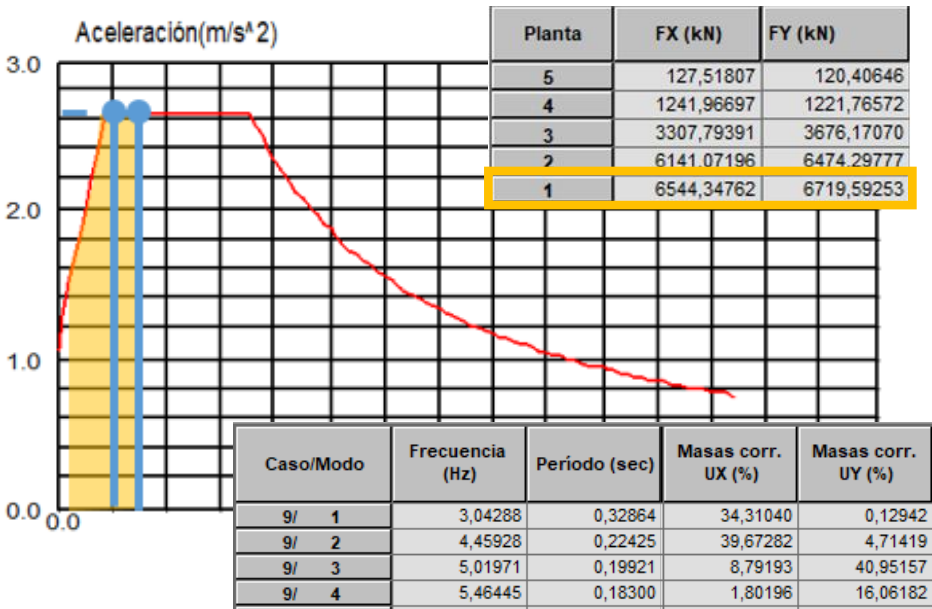


Figura 86. Cortantes asociados a los modos fundamentales RSA.

Fuente: Listados de RSA.



En cuanto a los desplazamientos totales, considerando el primer modo como el que mayor aportación realiza, se puede observar cómo mientras que para Sierpes 48 plantea unos 1,38 cm para Tetuán 7 define unos 0,47 (ver **Figura 87**). Recuérdese que en las evaluaciones individualizadas se proporcionaban unos valores entorno a los 1,5 y 0,5 centímetros respectivamente.

Reflexionando un poco, se puede sacar como conclusión que el considerar los edificios en grupo proporciona un efecto beneficioso en cuanto al control de desplazamientos se refiere ya que, en esta ocasión, se incrementaron las cargas (a mayor masa, mayor periodo y mayores desplazamientos) y, sin embargo, la "nueva" rigidez adquirida es mucho más significativa. Como en los casos anteriores, se deberá prestar especial atención a los edificios cuya estabilidad dependa de elementos de fábrica, por la elevada concentración de esfuerzos que se pueden deducir de los cálculos realizados.

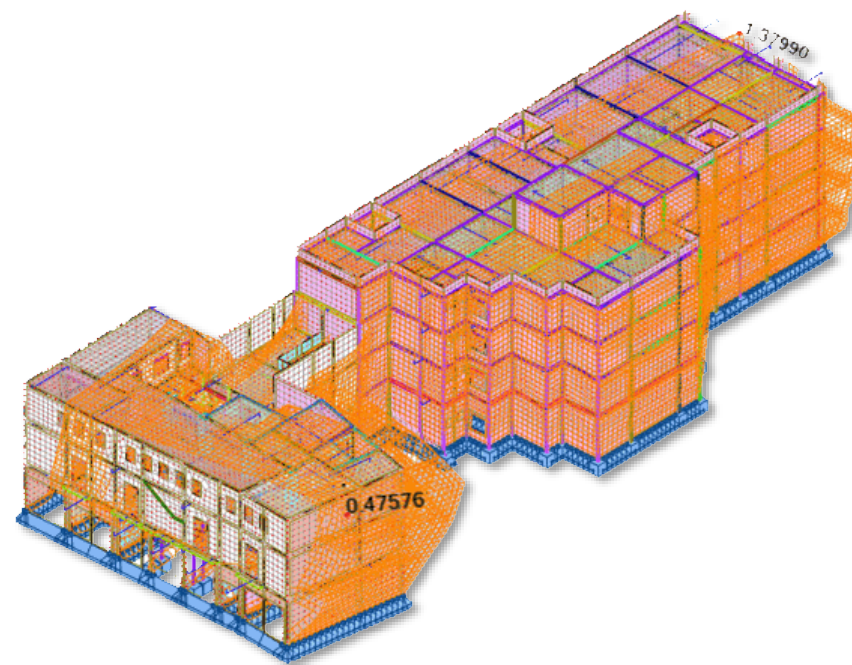


Figura 87. Desplazamientos asociados al CQC en dirección X.

Fuente: Elaboración propia.



4. CONCLUSIONES.

Tras un breve recorrido sobre la historia del sismo, Sevilla y las calles más famosas de su conjunto histórico, se finalizaba con el caso práctico, en el cual se estudiaban dos edificios de tipologías totalmente diferentes bajo la actual tendencia comercial de diafanizar lo máximo posible sus plantas de acceso. Lo que sigue son algunas de las reflexiones y conclusiones fruto del análisis de estos edificios tanto individualmente como trabajando en conjunto:

- Los edificios de carácter más moderno tienden a funcionar, ya de por sí, como péndulos invertidos acentuándose este fenómeno en edificios donde se tiende a horadar aquellas plantas donde la actividad comercial predomina.
- En edificios tradicionales, la apertura y vaciado de huecos, aunque supone una flexibilización de la planta no resulta ser un factor determinante en cuanto a inestabilidad frente a acciones horizontales se refiere. Sin embargo, sí que se puede presenciar un comportamiento más desfavorable cuando sus plantas superiores se emplean para albergar multitud de enseres.
- Las propiedades del terreno son fundamentales a la hora de conocer la respuesta del edificio frente a sismo. Curiosamente siempre se relacionan problemas sísmicos en ciudades como Granada de mayor aceleración básica que Sevilla. En las

universidades de la capital andaluza solo se suelen analizar edificios singulares en altura o de carácter monumental y, en cambio, se ha podido observar como edificios cotidianos (y protegidos) también acarrearán ciertas vulnerabilidades sísmicas dignas de ser evaluadas.

- Con tan sólo dos edificios modelados, se observa que el efecto de la manzana tiende a ser favorable frente a una situación accidental sísmica para el caso de Sevilla. A través de la reducción de desplazamientos que lleva asociado el conjunto, se puede vaticinar como el comportamiento global de los edificios en manzana cerrada, dada a la mayor inercia que presenta en comparación con el aumento de las cargas por almacenamiento, no es tan desfavorable como cabría pensar en un principio.
- Como idea general es bastante acertado tener en cuenta el efecto beneficioso que puede otorgar el grupo, no obstante, lo anterior no es extensible a la totalidad de casos, precisamente por la amplia dispersión de tipologías que confluyen en las manzanas, pudiéndose dar el caso en el que aglomeraciones más pequeñas y de mayor periodo pudieran sufrir efectos fatales, al entrar en resonancia con el terreno, bajo acción sísmica.
- Para conseguir poner de manifiesto y concienciar sobre el problema de la irregularidad de rigideces es imprescindible

obviar otro tipo de problemas (por regla general a efectos estáticos) y simplificar los modelos de cálculo enfocándolos a evidenciar el problema per se.

- Con las dificultades que ello conlleva, un modelo de elementos finitos, si bien realizado, siempre aportará más información sobre el comportamiento de un edificio que el modelo de cálculo matricial. Nunca debiendo infravalorar el segundo método puesto que, ocasionalmente, es más esclarecedor que métodos más complejos.
- Aunque para llevar a cabo el estudio se hayan empleado dos softwares distintos, el análisis sísmico debería ser tratado con mayor precisión máxime cuando se intervenga en el ámbito patrimonial haciendo uso de métodos OMA o similares, modelando todos y cada uno de las patologías estructurales que se pudieran presentar en el edificio.
- Debido a lo anteriormente establecido, proponer una solución genérica podría pecar de imprudente puesto que, las diversas connotaciones que lleva aparejada una intervención de este carácter no se pueden plantear a la ligera. Ni tan siquiera la usual definición de cruces de San Andrés para controlar los desplazamientos podría “encajar” en el frecuente uso de los establecimientos comerciales.

- Lejos de desacreditar la actual normativa sísmica, práctica común en ciertos ámbitos a los que les interesan este tipo de cuestiones, se hace hincapié en que no se trata tanto de aumentar las aceleraciones o los distintos factores que contribuyen a encarecer las estructuras, sino que, más bien se trata de interpretar correctamente lo recogido en ella y no incurrir en diseños erróneos básicos tan respetados en otras latitudes.
- Por todo esto, no debería resultar trivial para el técnico realizar estudios de intervención estructural, de carácter integral. Y previo a decidir si empleará una mayor o menor aceleración básica, tener presente en todo momento un correcto diseño sísmico, analizando el comportamiento general del edificio frente a un terremoto de diseño en post de garantizar la correcta conservación del patrimonio civil.



5. LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

Se concluye este trabajo dejando paso a futuras investigaciones que se pueden realizar alrededor del tema expuesto, que por temas de tiempo y medios no han podido ser llevados a cabo pero que no por ello son menos interesantes:

- Análisis de manzanas del conjunto histórico en el que se ponga en evidencia el fenómeno de la planta flexible.
- Análisis de la agresión estructural que suponen las reformas efectuadas despreciando acciones dinámicas en el patrimonio civil.
- Estudio de la vulnerabilidad del casco histórico frente a acciones sísmicas.
- Añadir edificios colindantes al modelo propuesto por el presente trabajo.
- Relación de reformas efectuadas “conforme” a la NCSE-02 y el aumento de la vulnerabilidad de las edificaciones.
- Elaboración de una base de datos de detalles constructivos en obras de rehabilitación que faciliten a los técnicos la correcta conservación y mantenimiento del patrimonio civil.
- Análisis de otros errores derivados de la patología sísmica aplicados en el patrimonio civil, por ejemplo, el pilar corto.
- Estudio de la diferencia de comportamiento de los edificios, frente a terremotos de diseño, al considerar mayor aceleración básica o aplicar métodos constructivos más adecuados.
- Impacto económico del coste que supone considerar mayores aceleraciones frente al que conlleva aplicar mejor práctica constructiva.
- Estudio y viabilidad de un análisis push over aplicado en intervenciones reales de rehabilitación.

Se confía en que este proyecto sirva de base para los siguientes, de modo que se siga cimentando sobre bases sólidas. Siendo el objetivo último que, los estudios realizados por esta institución universitaria, se utilicen para promover la protección de la riqueza patrimonial e histórica, tan importante como resulta ser para la ciudad.

LISTADO DE FIGURAS.

Figura 1. Terremoto de Italia central, Amatrice (2016).	10
Figura 2. Calle Sierpes desde plaza San Francisco.....	16
Figura 3. Estructura interna de la Tierra.	18
Figura 4. Principales placas tectónicas.	19
Figura 5. Esquemas de bordes entre placas.....	20
Figura 6. Diferencia entre el foco y su reflejo en superficie.	21
Figura 7. Tipos de ondas sísmicas.	21
Figura 8. Acelerograma.	25
Figura 9. Mapa de peligrosidad sísmica España (2015).	26
Figura 10. Esquema general para obtener un espectro de respuesta.	31
Figura 11. Amplificación y reflejo de ondas sísmicas.	32
Figura 12. Situación ideal de los edificios respecto el terreno.....	32
Figura 13. Disposición de masas irregular en alzado.	34
Figura 14. Posiciones de almacenaje recomendados.	35
Figura 15. Resistencia frente a las fuerzas sísmicas.	36
Figura 16. Deformación frente a las fuerzas sísmicas.	37
Figura 18. Evolución Longitud de pandeo durante un terremoto	40
Figura 19. Consideración planta flexible en 2º orden.	40
Figura 20. Influencia del paño como biela.	41
Figura 21. Ejemplos de rotura de paños por terremotos.....	42
Figura 22. Daños concentrados en cerramientos.	43
Figura 23. Comparación de acelerogramas.....	44
Figura 24. Apuntalamiento “quita-miedo” en planta flexible.....	45
Figura 25. Disposición indebida de depósito por encima de la rasante.	45
Figura 26. Descomposición de vectores de fuerza en un antepecho.	46
Figura 27. Precipitación de pretil.	47
Figura 28. Péndulo invertido; depósito de agua en altura.....	48
Figura 29. Anuncio publicitario en calle O'Donnell (Sevilla).	52
Figura 30. Gerencia de Urbanismo Ayto. Sevilla.	53
Figura 31. Búsqueda exhaustiva de información (AHPS y COAS).....	54
Figura 32. Modelado de manzana del conjunto histórico.	55
Figura 33. Decreto 22 de Julio de 1941.....	56
Figura 34. Evolución de los mapas de peligrosidad en España.	58
Figura 35. Espectro de diseño propuesto NCSE-02.....	61
Figura 36. Discretización por EF.	62
Figura 37. Modelo constructivo y analítico (Cypecad 2019.f).....	64
Figura 38. Discretización automática (izq.) y manual (der.).....	66
Figura 39. Calle Sierpes según Olavide (1771).	70
Figura 40. Monumento a Miguel de Cervantes (c/Entrecárceles).	71
Figura 41. Mapa de Isosistas (terremoto de Lisboa).....	72
Figura 42. Daños por barrio (gráfico, terremoto Lisboa).	74
Figura 43. Estratigrafía del conjunto histórico.....	75
Figura 44. Evolución de los cauces en Sevilla.....	76
Figura 45. Disposición de los edificios en la manzana.	77
Figura 46. Delineación de Tetuán 7. Alzados y Secciones.....	79
Figura 47. Delineación de Tetuán 7. Plantas.....	80
Figura 48. Delineación de Sierpes 48. Alzado y Sección.	82
Figura 49. Delineación de Sierpes 48. Plantas.	83
Figura 50. Delineación del conjunto Tetuán-Sierpes. Planta y Sección.	84
Figura 51. Estructura de Sierpes 48, Cypecad (sin escalera).....	85
Figura 52. Estructura de Sierpes 48, RSA (sin escalera).	86
Figura 53. Ejemplo disposición de cargas en Cypecad.....	87
Figura 54. Desplazamiento máx. para Viento en Y+	89
Figura 55. Dimensionado de la estructura en RSA.....	89
Figura 56. Módulo de escalera cype3D.....	90
Figura 57. Módulo de escalera RSA.....	91
Figura 58. Comprobación de zancas de escalera entre programas.	92
Figura 59. Integración de la escalera en los distintos programas.....	93
Figura 60. Modo de vibración fundamental en X.....	94
Figura 61. Aceleraciones asociadas a los modos principales.....	95



Figura 62. Aceleraciones asociadas a los modos principales.	96
Figura 63. Modo de vibración fundamental en X.....	97
Figura 64. Situación c.d.m/c.d.r sin/con escalera.	98
Figura 65. Situación c.d.m/c.d.r sin/con escalera.	100
Figura 66. Las Cruces sustituyen a la escalera.....	101
Figura 67. Valores relativos al modo fundamental en los programas.	102
Figura 68. Modelo de Barras Cypecad.	103
Figura 69. Modelo MEF en RSA.	104
Figura 70. Modos principales considerando paños Cypecad y RSA.	105
Figura 71. Consideraciones realizadas por los programas.	106
Figura 72. Valores asociados a la estabilización de daños.	107
Figura 73. Progresión de la rotura de albañilería.....	108
Figura 74. Valores asociados a la planta diáfana (Cypecad).	109
Figura 75. Valores asociados a la planta diáfana (RSA).....	110
Figura 76. Vista 3D del edificio Tetuán en Cypecad.	113
Figura 77. Vista 3D del modelo analítico en RSA.	114
Figura 78. Elementos integrados de Cype3D.	114
Figura 79. Cortantes asociados a los modos principales.....	115
Figura 80. Deformación correspondiente al modo 11 en Cypecad.	116
Figura 81. Centros de masa y rigidez según los softwares.....	116
Figura 82. Distribución de esfuerzo entre soportes.....	117
Figura 83. Deformación local en columna del patio.	117
Figura 84. Grupo de edificios en RSA.	118
Figura 85. Planta con Sobrecargas (amarillo) de Almacén RSA.....	120
Figura 86. Cortantes asociados a los modos fundamentales RSA.....	120
Figura 87. Desplazamientos asociados al CQC en dirección X.	121

Las figuras de los títulos están extraídas de pinterest.es

LISTADO DE TABLAS.

Tabla 1. Escala de Mercalli Modificada.	24
Tabla 2. Escala original de Richter.	24
Tabla 3. Escala de Magnitud de Momento.	25
Tabla 4. Valores de C según el terreno.	60
Tabla 5. Daños conjunto histórico (terremoto de Lisboa).	73
Tabla 6. Ejemplo de esfuerzos s/ Cypecad y RSA.	89
Tabla 7. Movilización másica del edificio.	95
Tabla 8. Movilización másica del edificio.	96
Tabla 9. Valores de cortante más significativos.	97
Tabla 10. Desplazamientos relativos y máximos.	97
Tabla 11. Movilización másica del edificio.	99
Tabla 12. Movilización másica del edificio.	99
Tabla 13. Valores de cortante más significativos.	99
Tabla 14. Combinación de Cortantes CQC por plantas.	111



6. BIBLIOGRAFÍA.

- Agueda Villar, J. A., Anguita Virella, F., Araña Saavedra, V., López Ruiz, J., & Sánchez de la Torre, L. (1983). *Geología* (Segunda ed.). Madrid, Madrid, España: Rueda.
- Alonso Romero, J. (2016). *Impacto entre edificios, el caso de la torre de los Remedios*. Sevilla: Universidad de Sevilla.
- Álvarez Cabal, R., Díaz-Pavon Cuaresma, E., & Rodríguez Escribano, R. (2013). *El terremoto de Lorca. Efectos en los edificios* (Consortio de compensación de seguros ed.). Madrid: Consorcio de compensación de seguros. Obtenido de http://www.consorseguros.es/web/p_re
- Ambrose, J. E., & Vergun, D. (1999). *Diseño simplificado de edificios para cargas de viento y sismo* (Segunda ed.). México: Limusa.
- Ayuntamiento de Sevilla. Gerencia de Urbanismo. (1995). *El conjunto histórico de Sevilla. Avance del plan especial de protección* (Primera ed.). Sevilla, España.
- Barbat, A. H., & Canet, J. M. (1992). *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas. Cálculo por Ordenador* (Segunda ed.). Barcelona, España: Cimne.
- Benedetti, D., & Petrini, V. (1984). Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Proposte di un método di valutazione. *Industria delle Costruzioni*, 149, 66-78.
- Biblioteca de Arquitectura de la universidad de Sevilla. (2008). *CartoETSA*. Obtenido de Cartografía digital de Andalucía: <http://institucional.us.es/rrcartografia/>
- Cabezas Martín, J. (2017). *Comportamiento del TMD frente a la acción dinámica de sismo y viento en un edificio en altura: Torre Sevilla*. Sevilla: Universidad de Sevilla.
- Cabrera, J. (15 de Septiembre de 2011). *CivilGeeks.com La web del Ingeniero Civil Patrones a evitar para un adecuado diseño sismorresistente*. Obtenido de Creative Commons 2.5: <https://civilgeeks.com>
- Cabrera, J. (27 de Septiembre de 2011). *CivilGeeks.com La web del Ingeniero Civil Resistencia vs Rigidez*. Obtenido de Creative Commons 2.5: <https://civilgeeks.com>
- Car, E., López Almansa, F., & Oller, S. (2000). *Estructuras sometidas a acciones dinámicas* (Primera ed.). Barcelona, España: Cimne.
- Cervera, J., Conde, J., De la Torre Calvo, J. F., Bernabeu, A., Gómez Mateo, J., Cáceres, J. M., . . . Pascual Gallego, V. (22 de Diciembre de 2018). *Miríadax*. Obtenido de MOOC Estructuras Sismorresistentes UPM: <https://miriadax.net/home?timestamp=>
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures* (Fifth ed.). Berkeley, California, United States of America: Pearson Education (US).
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1975). *Dynamics of Structures*. New York: McGraw-Hill.
- Colección de problemas resueltos . (16 de Noviembre de 2006). *Extraídos de los exámenes de Selectividad*. Obtenido de De la autarquía a la apertura económica: 1939-1959: <http://www.selectividad.tv/>
- Colección de problemas resueltos de selectividad. (14 de Noviembre de 2006). *Selectividad.Tv*. Obtenido de http://www.selectividad.tv/S_H_1_1_2_S_de_la_autarquia_a_la_apertura_economica:_1939-1959.html

- Coya Piñeiro, J. C., & Romea, C. (26 de Junio de 2017). *Zigurat Global Institute of Technology*. Obtenido de Courses Conceptos prácticos de estructuras: <https://www.e-zigurat.com/es/>
- Durán González, J. (2015). *La resonancia sísmica en estructuras de edificación y su peligrosidad en Andalucía*. Sevilla: Universidad de Sevilla.
- El Ateneo. (13 de Noviembre de 2011). *Excmo. Ateneo de Sevilla*. Obtenido de <http://www.ateneodesevilla.es/index.php/presentacion/historia-6>
- El Patagónico. (4 de Agosto de 2014). *IGD SA*. Obtenido de <https://www.elpatagonico.com/sevilla-el-segundo-casco-historico-mas-grande-europa-y-el-lugar-donde-descansa-colon-n749249>
- Engel, A. E., Buddington, A. F., James, H. L., & B. F., L. (1962). *Petrologic studies: a volume in honor of A. F. Buddington*. New Jersey, Princeton, United States of America: The Geological Society of America.
- Freeman, J. R. (1932). *Earthquake damage and earthquake insurance : studies of a rational basis for earthquake insurance, also studies of engineering data for earthquake-resisting construction* (Primera ed.). New York, New York, United States of America: McGraw-Hill Book Co.
- Galán Huertos, E., Pérez Rodríguez, J., & Estevez, M. (1989). *Geología de Sevilla y alrededores y características geotécnicas de los suelos del área urbana*. Sevilla, Sevilla, España: Ayuntamiento de Sevilla.
- Gálvez González, F. (2014). *Análisis dinámico de la catedral de Sevilla*. Sevilla: Universidad de Sevilla. doi:11441/36438
- García Jarque, F. (21 de Noviembre de 2017). Frecuencia de los sismos y oscilación de los edificios. Méjico, Méjico.
- García Marchal, L. (2014). *Terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2011. Comportamiento de las edificaciones Tomo I*. Sevilla: Universidad de Sevilla.
- García-Monge, J. (Abril de 2011). *Sociedad Nuclear Española*. Obtenido de SNE Comisión Técnica: <https://www.sne.es/>
- Gentil Govantes, P. (1983). *El riesgo sísmico de Sevilla*. Sevilla: Universidad de Sevilla. doi:11441/24346
- Hanks, T. C., & Kanamori, H. (10 de Mayo de 1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research*, 84(B5), 2348-2350.
- Instituto Geológico y Minero de España. (12 de Julio de 1849). *IGME*. Obtenido de <http://info.igme.es/cartografiadigital/tematica/>
- International Conference of Building Officials. (1988). *Uniform Building Code* (1988 ed.). Whittier, California, United States of America: International Conference of Building Officials.
- Martínez Solares, J. M. (2001). *Los efectos en España del terremoto de Lisboa (1 de noviembre de 1755)*. Ministerio de Fomento. Madrid: Dirección general del instituto geográfico nacional. Obtenido de <http://www.ign.es/web/resources/sismologia/publicaciones/EfectosEspanaterremotoLisboa.pdf>
- Ministerio de Fomento Gobierno de España. (s.f.). *Ministerio de Fomento*. Obtenido de Normativa Antecedentes sismorresistentes en España: <https://www.fomento.gob.es>
- Montoto Rautenstrauch, L. (1982). *La calle de las sierpes* (facsimil ed.). Sevilla, Sevilla, España: Artes Gráficas Padura S.A. Obtenido de http://fama2.us.es/flgh/media/digital/038_sierpes.pdf



- Morales Padrón, F., & de Peraza, L. (1978). *Historia de Sevilade Luis de Peraza* (Vol. 6). Sevilla, España: Boletín de la Real academia Sevillana de Buenas Letras: Minervae Baeticae. Obtenido de http://institucional.us.es/revistas/rasbl/6/art_6.pdf
- Moya, M. (14 de Marzo de 2011). *Muy Historia*. Obtenido de <https://www.muyhistoria.es/contemporanea/articulo/los-cinco-terremotos-mas-intensos-de-la-historia#>
- Pablo Romero de la Cámara, M. (1982). *Historia del Ateneo de Sevilla : (1887-1931)*. Sevilla, España: Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Sevilla.
- Pereiro Barceló, J. (2018). Cálculo de Estructuras Frente a Acciones Sísmicas. *Conferencia sobre OpenBIM CypeIngenieros* (págs. 15-20). Sevilla: CypeIngenieros.
- Regalado Tesoro, F. (2003). *Los forjados reticulares diseño, análisis, construcción y patología* (primera ed., Vol. 8). Alicante, España: cype ingenieros. Obtenido de <http://publicaciones.cype.es/volumen8/#resena>
- Regalado Tesoro, F., Gisbert Botella, J. H., & Lloret Ferrándiz, V. (2016). *Estudio teórico práctico de pilares y sus patologías 2-parte el caso particular de lorca 2011* (Primera ed.). Alicante, España: Bellisco Ediciones.
- Richter, C. F. (Enero de 1935). An instrumental earthquake magnitude scale. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 25(1), 1-32.
- Rojas, J. J. (2 de Abril de 2014). *CivilGeeks.com La web del Ingeniero Civil ¿Qué es el periodo de retorno y por qué se utiliza como una probabilidad?* (S. C. S.S, Editor) Obtenido de Creative Commons 2.5: <https://civilgeeks.com/>
- Romea, C. (10 de Abril de 2017). *Zigurat Global Institute of Technology*. Obtenido de Courses Introducción a la dinámica estructural: <https://www.e-zigurat.com/es/>
- Ruiz Jaramillo, J. (2016). *Comportamiento sísmico de edificios históricos. "Las iglesias mudéjares de Sevilla"* (Primera ed.). Sevilla: Universidad de Sevilla. Secretariado de publicaciones.
- Ruiz, J., & Calleja, T. (11 de Mayo de 2011). *Dos terremotos sacuden Lorca y causan ocho muertos*. (PRISA) Obtenido de El país: El periódico global : <https://elpais.com/>
- Salas, N. (2007). *Sierpes Universal: álbum gráfico con mas de 600 ilustraciones* (Primera ed.). Córdoba, España: Almuzara.
- Soler Arias, E., Huete Fuertes, R., Rodríguez Liñán, C., Jaramillo Morilla, A., Suárez Samaniego, L., Sanz Cuesta, V., . . . Serrano Pérez, J. (2005). *Protocolo de inspección técnica de edificaciones*. Sevilla: Colegio Oficial de Arquitectos de Sevilla - Fundación FIDAS.
- Tar buck, E., Lutgens, F., & Tasa, D. (2005). *Ciencias de la Tierra* (Octava ed.). (M. Martín-Romo, Ed.) Madrid: Pearson Educación S.A.
- UNESCO. (1980). *Terremotos: Evaluación y mitigación de su peligrosidad*. Barcelona, España: Blume.
- Vázquez Vicente, E. (2015). *Aplicaciones del análisis modal a la peritación de edificios civiles con estructura de fábrica, el caso de la edificación civil sevillana*. Sevilla: Universidad de Sevilla. doi:11441/33136
- Velilla Cabalín, B. (2017). *Análisis gráfico de las transformaciones del paisaje urbano producidas por el uso de comercio en planta baja: caso de calle Sierpes y calle Tetuán, Sevilla*. Sevilla: Universidad de Sevilla. doi:11441/65022

Wegener, A. (1912). Die Entstehung der Kontinente. *Petermanns Geographische Mitteilungen*, 185-195, 253-256, 305-309. Obtenido de <https://dialnet.unirioja.es/ejemplar/311478>

Whitman, R. V. (1973). *Damage Probability Matrices for Prototype Buildings*. Massachusetts: ASRA National Science Foundation.

